

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA



Apuntes de **MECÁNICA DE SUELOS**

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA



Agustín Deméneghi Colina

Héctor Sanginés García

Margarita Puebla Cadena

Armando Rafael Hermosillo Arteaga

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Apuntes de **MÉCÁNICA DE SUELOS**

Deméneghi Colina

Héctor Agustín Sanginés García

Margarita Puebla Cadena

Armando Rafael Hermosillo Arteaga

División de Ingenierías Civil y Geomática
Departamento de Geotecnia

Para visualizar la obra
te sugerimos

Acrobat Reader
Haz Click

Apuntes de Mecánica de Suelos

DEMÉNEGHI Colina, Agustín, Héctor Sanginés García.
Margarita Puebla Cadena y Armando Rafael Hermsillo Arteaga

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería
2022, 210 págs.

Apuntes de Mecánica de Suelos

Primera edición electrónica de un ejemplar (13 MB) en formato PDF
Publicado en línea: Octubre de 2022

D.R. © 2022, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
Avenida Universidad núm. 3000, Col. Universidad Nacional Autónoma
de México, Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán,
México, Ciudad de México, Código Postal 04510.

FACULTAD DE INGENIERÍA
<http://www.ingenieria.unam.mx/>

Esta edición y sus características son propiedad de la Universidad Nacional Autónoma de México. Prohibida la reproducción o transmisión total o parcial por cualquier medio sin la autorización escrita del titular de los derechos patrimoniales.

Hecho en México.

UNIDAD DE APOYO EDITORIAL

Cuidado de la edición: Patricia Eugenia García Naranjo
Diseño y formación editorial : Luis Enrique Vite Rangel



Prólogo

El suelo tiene una gran relevancia en las actividades que desarrolla el ser humano, pues es el material sustentante de estructuras artificiales de diversa índole, las cuales cumplen una función específica en beneficio de las personas.

Dada la diversidad de los distintos tipos de suelos, constituidos por materiales de origen diferente, tales como arcillas, limos, arenas, por mencionar algunos, estos exhiben comportamientos mecánicos muy distintos entre todos ellos, aun tratándose de suelos del mismo tipo, es decir, una arcilla de un sitio en específico seguramente no presentará las mismas propiedades mecánicas que una arcilla formada en otra región. Este comportamiento se hace más complejo cuando en un mismo sitio se tienen diferentes estratos de suelo con distintas propiedades mecánicas debido a su proceso de formación particular. Un ejemplo de ello son las arcillas de la Ciudad de México, formadas a partir de partículas minerales de origen volcánico, producto del intemperismo, arrastradas, depositadas y sedimentadas en el fondo de un lago, las cuales presentan características mecánicas muy peculiares que se salen de los estándares de las arcillas comunes en el mundo; por ejemplo, su capacidad de absorción de agua, hace que dichas arcillas exhiban comportamientos mecánicos muy variados, dependiendo del grado de saturación de líquido, así como

de su contenido mineralógico. Por lo anterior, resulta necesario conocer las propiedades mecánicas de los suelos y con ello entender y aprovechar sus características físicas con el fin de lograr el equilibrio y buen funcionamiento de las obras realizadas en la ingeniería civil.

Puede entonces definirse que la Mecánica de Suelos es la rama de la ciencia que trata el estudio de las propiedades físicas y el comportamiento de masas de suelos sometidas a varios tipos de fuerzas (Das, 2001).

El propósito de esta obra es brindar a los alumnos de la carrera de ingeniería civil y afines, los fundamentos necesarios para comprender y estudiar las propiedades mecánicas de los suelos, para con ello obtener parámetros de diseño y aplicarlos en procedimientos útiles en el desarrollo de obras de ingeniería civil.

Introducción

Dada la necesidad de comprender el comportamiento mecánico que exhiben los suelos ante diferentes situaciones y acciones, resulta útil enmarcar los diversos problemas y temáticas típicas a los que se enfrenta un ingeniero geotecnista. Es por ello que, en su formación, es necesario contar con material teórico, experimental y práctico que les permita determinar parámetros de diseño, así como procedimientos prácticos aplicables en el desarrollo de proyectos de ingeniería civil.

Estos Apuntes presentan en forma sencilla, los diferentes conceptos involucrados en la comprensión de la mecánica de los suelos, así como ejemplos que ayudan a la comprensión de los problemas físicos y a resolverlos de una manera práctica que hace uso del conocimiento disponible, tanto teórico como experimental y práctico.

Para ello, en esta obra se abordan los siguientes temas: en el Capítulo I, se presenta la teoría referente a la resistencia al esfuerzo cortante en suelos; con ello se logra la obtención de parámetros mecánicos útiles para el diseño de diversas obras de ingeniería civil. En el Capítulo II, se trata la teoría involucrada al empuje de tierras sobre obras de retención; en dicho capítulo se presentan ejemplos prácticos para el diseño de muros de retención, aplicando diferentes alternativas teóricas y

semiempíricas. En el Capítulo III, se presenta la teoría sobre la capacidad de carga de los suelos, la cual dependerá de las características mecánicas de estos, así como de las características físicas de la cimentación. Finalmente, en el Capítulo IV, se aborda el tema de la estabilidad de taludes, aplicando diferentes técnicas para la estimación del factor de seguridad correspondiente.

El presente material no pretende sustituir la bibliografía existente hasta el momento, pues solo es una guía para profesores y estudiantes de las diferentes temáticas que un ingeniero geotecnista debe abordar al estudiar la mecánica de los suelos.

Contenido

PRÓLOGO	4
INTRODUCCIÓN	6
CONTENIDO	8

Capítulo 1

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS 13

1.1 Ley de Coulomb	13
1.2 Prueba de compresión triaxial	13
1.2.1 Convención de signos	14
1.2.2 Área corregida	15
1.3 Obtención de la ley de resistencia a partir de resultados de pruebas de compresión triaxial	16
1.4 Determinación de los esfuerzos σ_3 y σ_1 en función de las propiedades de resistencia c y ϕ	17
1.4.1 Inclinación del plano de falla	18
1.5 Estado de esfuerzo en el plano de falla	19
1.6 Trayectorias de esfuerzo	20
1.6.1 Diagrama s - t	20
1.6.1.1 Ejemplo 1.E.1. Diagramas de Mohr y s - t	23
1.6.2 Diagrama p - q	24
1.7 Prueba de corte directo	26

Contenido

1.8 Estado crítico	27
1.8.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria	27
1.8.1.1 Ejemplo 1.E.2. Diagramas de Mohr, s-t y p-q	29
1.8.2 Comportamiento elastoplástico del suelo	32
1.8.3 Línea NCL	35
1.9 Influencia de la presencia del agua en el comportamiento de un suelo	36
1.9.1 Procedimiento de Skempton para estimar los incrementos de presión de poro en un suelo	36
1.10 Esfuerzos totales, neutros y efectivos en un suelo totalmente saturado	41
1.11 Suelos friccionantes	43
1.12 Suelos cohesivos totalmente saturados	44
1.12.1 Trayectorias de esfuerzo (prueba CD)	45
1.12.1.1 Ejemplo 1.E.3. Determinación del ángulo de fricción interna del suelo	49
1.12.2 Trayectorias de esfuerzo (prueba CU)	50
1.12.3 Variación de la resistencia al corte no drenada con la profundidad	53
1.12.3.1 Ejemplo 1.E.4. Determinación de la resistencia al corte no drenada	56
1.13 Suelos cohesivos parcialmente saturados.	58

Capítulo 2

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE RETENCIÓN. 63

2.1 Método de Rankine	64
2.1.1 Cálculo de la presión activa	64
2.2 Cálculo de la presión pasiva	67
2.3 Respuesta del esqueleto sólido de un suelo totalmente saturado.	68
2.4 Método de Rankine. Suelo puramente friccionante	68
2.4.1 Ejemplo 2.E.1. Cálculo de empuje activo en un muro de retención	69

2.5 Método de Rankine. Suelo puramente cohesivo	72
2.6 Altura crítica de un corte vertical	72
2.7 Método semiempírico de Terzaghi (Juárez y Rico, 1998).	74
2.8 Drenaje en muros de retención	81
2.9 Método de coulomb.	82
2.9.1 Fórmulas para el cálculo del empuje de tierras	84
2.9.1.1 Ejemplo 2.E.2. Determinación del empuje de tierra sobre un muro de retención	85
2.10 Fórmula de Mononobe-Okabe	86
2.11 Análisis y diseño de muros de retención de mampostería.	87
2.11.1 Estabilidad regional	87
2.11.2 Estabilidad externa.	87
2.11.2.1 Volteo.	87
2.11.2.2 Deslizamiento.	89
2.11.2.3 Seguridad del terreno de cimentación	89
2.11.3 Estabilidad interna	90
2.11.4 Revisión de la seguridad de un muro de retención	91
2.11.4.1 Ejemplo 2.E.3. Revisión de la seguridad en un muro de retención	94
2.12 Tierra armada.	101
2.12.1 Ejemplo 2.E.4. Diseño de muro de tierra armada	102

Capítulo 3

CAPACIDAD DE CARGA 105

3.1 Capacidad de carga última de un suelo	106
3.2 Efecto de la forma de la cimentación	109
3.3 Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia.	110
3.4 Presión última sobre el terreno. Factores de carga	110
3.5 Cimiento sometido a carga vertical y momento	111
3.6 Revisión de la seguridad de una cimentación	112
3.7 Suelos friccionantes	113
3.8 Falla general y falla local.	113

3.9 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)	114
3.10 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	115
3.10.1 Ejemplo 3.E.1: Zapata sometida a carga vertical	117
3.10.2 Ejemplo 3.E.2. Zapata sometida a carga vertical y dos momentos.	122
3.11 Suelos cohesivos totalmente saturados	124
3.11.1 Ejemplo 3.E.3. Revisión de la capacidad de carga, zapata corrida	126
3.12 Suelos cohesivos parcialmente saturados	128
3.12.1 Ejemplo 3.E.4. Determinación de la capacidad de carga en suelo cohesivo parcialmente saturado.	131
3.13 Suelos cementados.	132
3.14 Otras clases de suelos	134
3.15 Uso de correlaciones	135
3.16 Suelos friccionantes.	135
3.17 Suelos cohesivos	138
3.18 Experiencia local	139

Capítulo 4

ESTABILIDAD DE TALUDES 147

4.1 Determinación del factor de seguridad de un talud en un suelo cohesivo-friccionante. Método de Bishop	148
4.2 Método de Janbu	153
4.2.1 Ejemplo 4.E.1. Cálculo del Factor de Seguridad de un talud, Janbu.	158
4.2.2 Ejemplo 4.E.2. Obtención del Factor de Seguridad de un talud, Janbu.	160
4.3 Método simplificado	161
4.4 Determinación de las fuerzas de subpresión hidráulica	163
4.5 Fórmulas para el cálculo del factor de seguridad.	164
4.6 Determinación del factor de seguridad	165
4.6.1 Ejemplo 4.E.3. Determinación del Factor de Seguridad de un talud.	166

Contenido

4.7 Suelos friccionantes	167
4.8 Fórmulas para el cálculo de las fuerzas en la cuña de deslizamiento	169
4.8.1 Ejemplo 4.E.4. Determinación del Factor de Seguridad de un talud.	171
4.9 Suelos cohesivos	172
4.9.1 Ejemplo 4.E.5. Determinación del Factor de Seguridad de un Talud	174

REFERENCIAS 176

ANEXOS	180
A1. Compactación	180
A1.1 Suelos cohesivos	181
A1.2 Prueba Próctor estándar	182
A1.3 Curva de compactación	183
A1.4 Curva del 100% de saturación	184
A1.5 Grado de compactación	185
A1.6 Efecto de la energía de compactación	187
A1.7 Influencia de la estructura del suelo	188
A1.8 Suelos friccionantes	190
A1.9 Compactación de campo	191
A2. Peso volumétrico seco	192
A3. Licuación de arenas	194
A3.1 Ejemplo A3.1. Estimación de la susceptibilidad a la licuación de una arena	202
A3.2 Factor de seguridad	203
A3.3 Ejemplo A3.2. Estimación de la susceptibilidad a la licuación de una arena	207

Capítulo

1

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

1.1 Ley de Coulomb

La ley de resistencia al corte de un material cohesivo-friccionante es (Figura 1.1)

$$s = c + \sigma \tan(\phi) \quad (1.1)$$

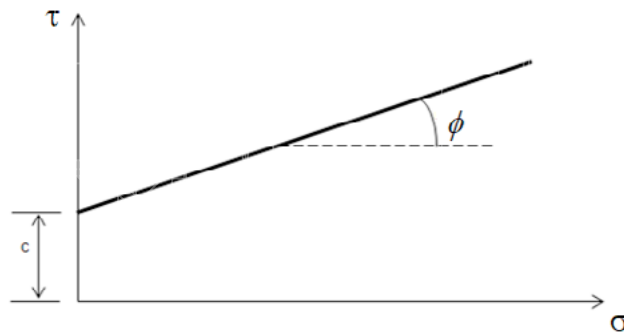


Figura 1.1. Ley de Coulomb

1.2 Prueba de compresión triaxial

En una prueba de compresión triaxial una probeta de suelo se somete al estado de esfuerzo señalado en la Figura 1.2, en un ensayo de compresión triaxial de rutina $\sigma_2 = \sigma_3$. Los esfuerzos se aplican en dos etapas, como se indica en la Figura 1.3.

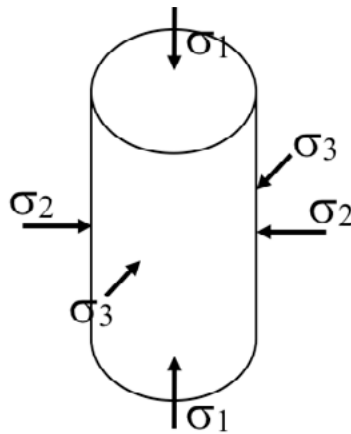


Figura 1.2. Esfuerzos en una prueba de compresión triaxial

1.2.1 Convención de signos

En mecánica de suelos usamos la convención de signos indicada en la Figura 1.4. La deformación unitaria lineal vertical se define (Figura 1.4a).

$$\epsilon_z = -\frac{\delta}{h_o} \quad (1.2)$$

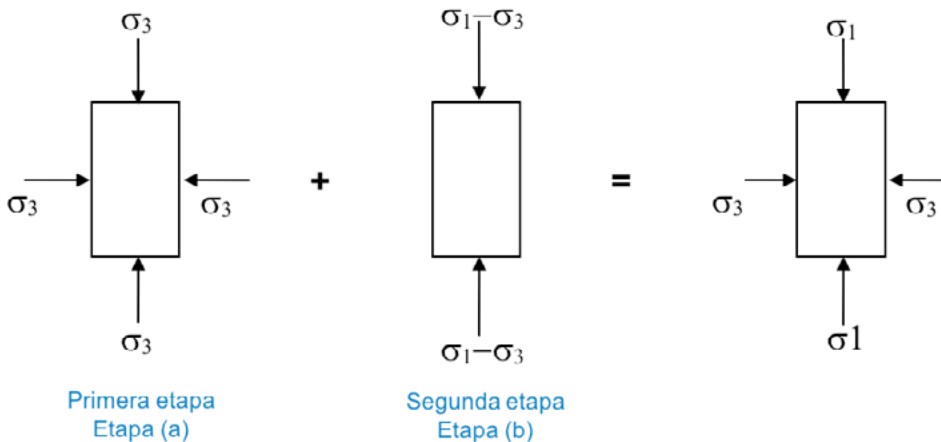


Figura 1.3. Etapas en una prueba de compresión triaxial

Como $\delta < 0$ y $h_0 > 0$, la deformación unitaria ε_z dada por la Ecuación 1.2 resulta positiva. Es decir, las deformaciones de compresión son positivas en mecánica de suelos.

El esfuerzo normal vertical se define (Figura 1.4b)

$$\sigma_z = - \frac{F_z}{A} \quad (1.3)$$

Como $F_z < 0$ y $A > 0$, el esfuerzo normal σ_z dado por la Ecuación 1.3 es positivo. Es decir, esfuerzos normales de compresión son positivos en mecánica de suelos.

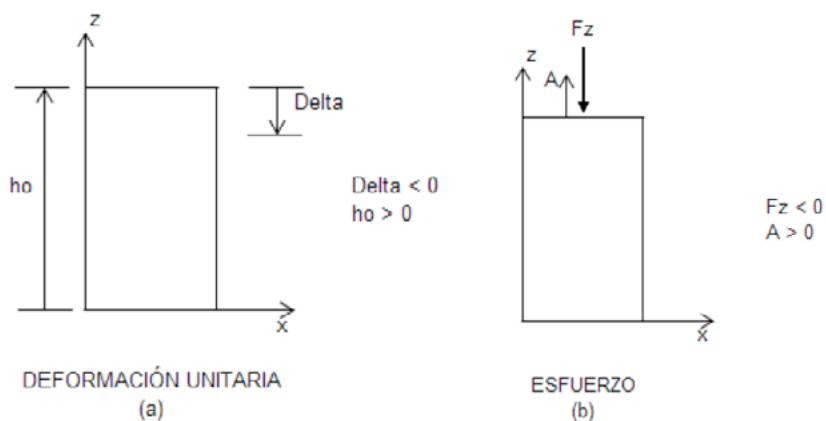


Figura 1.4. Deformaciones y esfuerzos en mecánica de suelos

1.2.2 Área corregida

El área A vale

$$A = \frac{V}{h} = \frac{V_0 + \Delta V}{h_0 + \delta} = \frac{V_0 \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0}\right)}{h_0 \left(1 + \frac{\delta}{h_0}\right)}$$

$$A = \frac{V_0 \left[1 - \left(-\frac{\Delta V}{V_0}\right)\right]}{h_0 \left[1 - \left(-\frac{\delta}{h_0}\right)\right]}$$

donde

V = volumen de la probeta de suelo

h = altura de la probeta de suelo

$\Delta V < 0$ (decremento de volumen)

$\delta < 0$ (deformación vertical)

Es decir

$$A = A_0 \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z} \quad (1.4)$$

siendo

$$A_0 = \frac{V_0}{h_0} \text{ área inicial}$$

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta V}{V_0} > 0$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\delta}{h_0} > 0$$

1.3 Obtención de la ley de resistencia a partir de resultados de pruebas de compresión triaxial

En la práctica se realizan varias pruebas de compresión triaxial; los resultados se dibujan en un plano de Mohr, como se muestra en la Figura 1.5. Se traza una línea tangente a los círculos (que se denomina envolvente de falla) y se obtienen las magnitudes de c y ϕ (Figura 1.5).

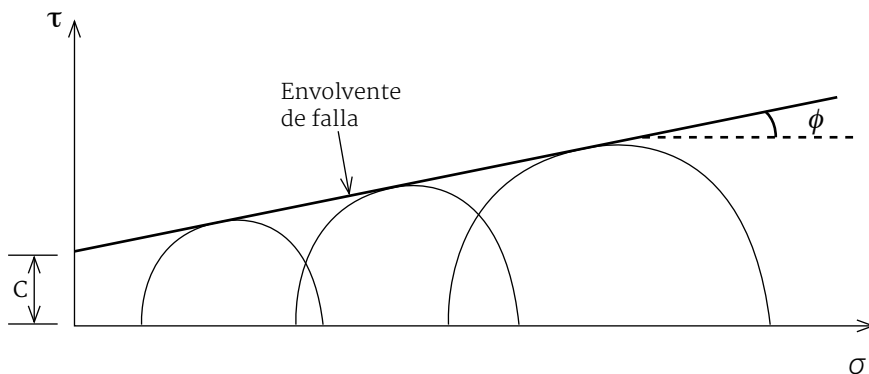


Figura 1.5. Envolvente de falla

1.4 Determinación de los esfuerzos σ_3 y σ_1 en función de las propiedades de resistencia c y ϕ

Sea el estado de esfuerzo en una prueba de compresión triaxial de la Figura 1.6, con $\sigma_2 = \sigma_3$. El círculo de Mohr y la envolvente de falla del suelo se exhiben en la Figura 1.7, en la que

Es decir

$$\text{sen} \phi = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{c \cdot \text{cot} \phi + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}} \tag{1.5}$$

$$\sigma_3 = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \sigma_1 - \frac{2c \cdot \text{cos} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \tag{1.6}$$

$$\sigma_1 = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \sigma_3 + \frac{2c \cdot \text{cos} \phi}{1 - \text{sen} \phi}$$

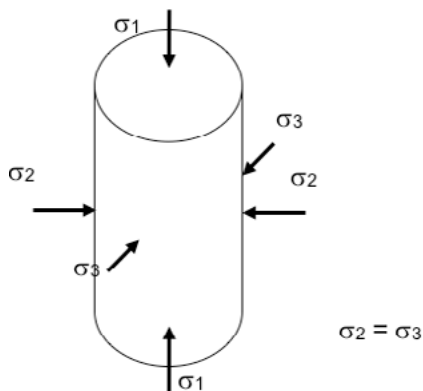


Figura 1.6. Esfuerzos en una prueba de compresión triaxial de rutina

En un suelo con $c = 0$, el ángulo de fricción interna ϕ se puede obtener de la Ecuación 1.5.

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}, \quad (c = 0) \quad (1.7)$$

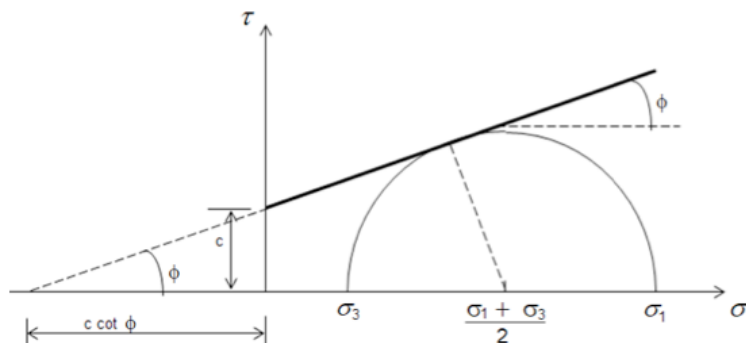


Figura 1.7. Estado de esfuerzo en una prueba de compresión triaxial

1.4.1 Inclinación del plano de falla

Consideremos una prueba de compresión triaxial como la indicada en la Figura 1.6. El círculo de Mohr correspondiente y el polo de los esfuerzos se muestran en la Figura 1.8. El triángulo ACB de la Figura 1.8 es un triángulo isósceles, en el que

$$2\beta + 90^\circ - \phi = 180^\circ$$

Es decir

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (1.8)$$

Observamos que el plano de falla en una prueba de compresión triaxial tiene una inclinación de $45^\circ + \phi/2$ con respecto a la horizontal.

También se puede obtener en forma analítica el estado de esfuerzo en el plano de falla. En efecto, dado el estado de esfuerzo de la Figura 1.9, los esfuerzos normal y cortante en el plano, cuyo vector normal es \underline{n} , valen

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (1.9)$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \tau_{xy} (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha) \quad (1.10)$$

donde α = ángulo que forma la normal al plano con el sentido positivo del eje horizontal.

Para el estado de esfuerzo de la Figura 1.6: $\sigma_x = \sigma_3$, $\sigma_y = \sigma_1$, $\tau_{xy} = 0$. El ángulo α vale (Figura 1.8)

$$\alpha = 90^\circ + \beta$$

Reemplazando en las ecuaciones 1.9 y 1.10

$$\sigma = \sigma_3 \sin^2 \beta + \sigma_1 \cos^2 \beta \quad (1.11)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (1.12)$$

siendo $\beta = 45^\circ + \varphi/2$ la inclinación del plano de falla (Ecuación 1.8).

1.6 Trayectorias de esfuerzo

1.6.1 Diagrama s-t

Sea una prueba de compresión triaxial como la mostrada en la Figura 1.6. Los esfuerzos, normal s y cortante t , en un plano inclinado 45° con respecto a la horizontal valen

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (1.13)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1.14)$$

Las variables s y t están relacionadas de la siguiente forma: de la Ecuación 1.13

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 + \sigma_3 + \sigma_3}{2} = t + \sigma_3 \quad (1.15)$$

$$t = s - \sigma_3 \quad (1.16)$$

Observamos que el esfuerzo t está dado en función de s por una recta de pendiente 1 y de ordenada al origen $-\sigma_3$.

Para una prueba de compresión triaxial podemos trazar la trayectoria de esfuerzos de la primera a la segunda etapa del ensayo. En efecto, en la primera etapa (Figura 1.3a): $\sigma_1 = \sigma_3$; sustituyendo en las Ecuaciones 1.13 y 1.14: $s = \sigma_3$, $t = 0$; este estado de esfuerzo queda representado por el punto A en el diagrama $s-t$ de la Figura 1.10. El punto B mide el estado de esfuerzo durante la falla de la probeta (Figura 1.10).

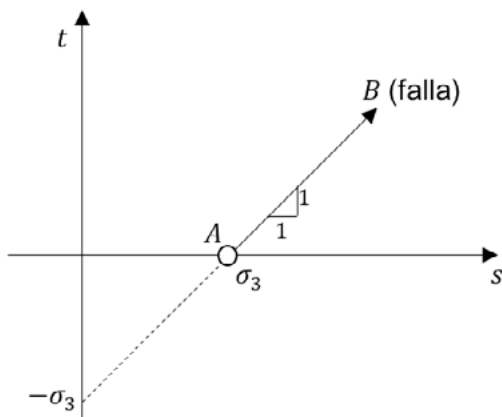


Figura 1.10. Trayectoria de esfuerzos, diagrama $s-t$

Uniando los puntos *B* de varias pruebas triaxiales obtenemos la envolvente de falla en un diagrama *s-t* (Figura 1.11). En la Figura 1.11:

$$\tan \alpha = \frac{t}{a \cot \alpha + s} \quad (1.17)$$

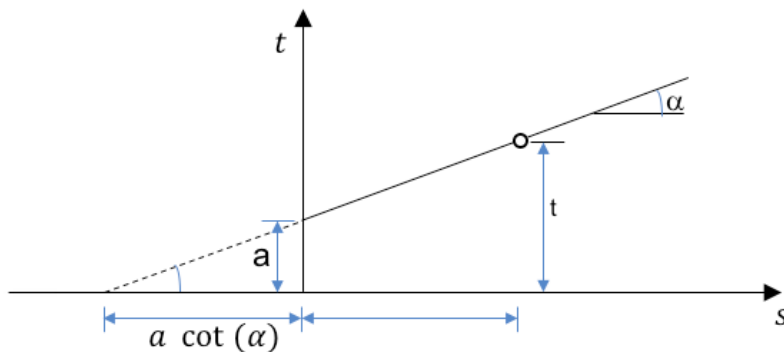


Figura 1.11. Envolvente de Falla en un diagrama *s-t*

Reemplazando las Ecuaciones 1.13 y 1.14 en la Ecuación 1.17 se tiene

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2a + (\sigma_1 + \sigma_3) \tan \alpha \quad (1.18)$$

En la Figura 1.7 se observa

$$\operatorname{sen} \varphi = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{c \cdot \cot \varphi + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}}$$

Es decir

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \varphi \quad (1.19)$$

Para que las Ecuaciones 1.18 y 1.19 sean iguales se debe cumplir

$$a = c \cdot \cos \varphi \quad (1.20)$$

$$\operatorname{sen} \varphi = \tan \alpha \quad (1.21)$$

1.6.1.1 Ejemplo 1.E.1. Diagramas de Mohr y s-t

En una prueba de compresión triaxial se obtuvieron los siguientes resultados (Tabla 1.E.1.1)

Tabla 1.E.1.1. Esfuerzos triaxiales

Prueba N°	Esfuerzo confinante	Esfuerzo desviador en la falla
	kPa	kPa
1	100	383
2	200	521
3	300	658

Tabla 1.E.1.2. Valores de s y t

Prueba	s	t
	kPa	kPa
1	291.5	191.5
2	460.5	260.5
3	629	329

- Trazar los círculos de Mohr correspondientes y determinar los parámetros de resistencia c y ϕ del suelo
- Trazar el diagrama s-t y determinar a partir de este los parámetros de resistencia c y ϕ del suelo
- Determinar los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla de la prueba 3

Solución

- En la Figura 1.E.1a se muestran los círculos de Mohr para las tres pruebas triaxiales; medimos $c = 80$ kPa y $\phi = 24^\circ$
- En la Tabla 1.E.1.2 se indican los valores de s y t , y en la Figura 1.E.1b se exhibe el diagrama s-t; en este medimos $a = 75$ kPa y $\alpha = 22^\circ$. Aplicando las Ecuaciones 1.21 y 1.20: $\phi = 23.8^\circ$, $c = 82$ kPa

c) La inclinación del plano de falla es (Ecuación 1.8)

$$\beta = 45^\circ + \phi/2 = 45 + 24/2 = 57^\circ$$

Reemplazando valores en las Ecuaciones 1.11 y 1.12

$$\sigma = (300) \operatorname{sen} 2 \cdot 57^\circ + (958) \operatorname{cos} 2 \cdot 57^\circ = 495.18 \text{ kPa}$$

$$\tau = (958 - 300) \operatorname{sen} 57^\circ \operatorname{cos} 57^\circ = 300.56 \text{ kPa}$$

En la Figura 1.E.1a medimos $\sigma = 495 \text{ kPa}$, $\tau = 300 \text{ kPa}$

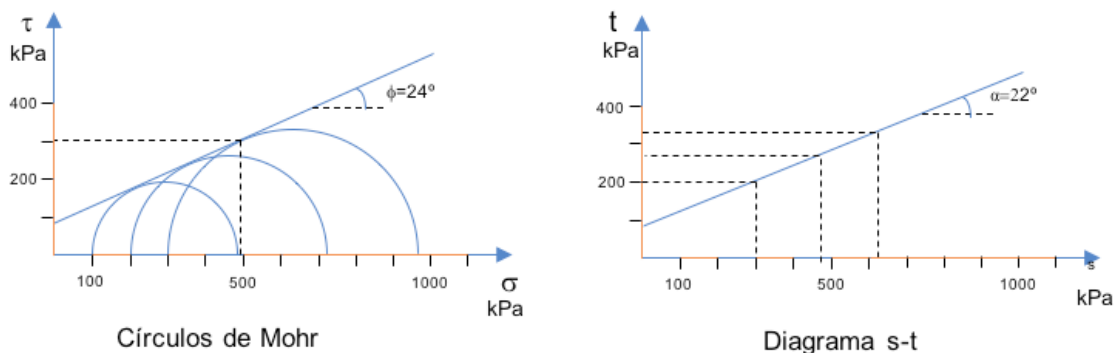


Figura 1.E.1 Círculos de Mohr y diagrama s-t

1.6.2 Diagrama p-q

Sea una prueba de compresión triaxial como la mostrada en la Figura 1.2. Definamos la presión de confinamiento p de la siguiente forma

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1.22)$$

El esfuerzo desviador q se define como

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.23)$$

Si, como es común en una prueba triaxial de rutina, que $\sigma_2 = \sigma_3$ (Figura 1.6), entonces la presión de confinamiento es

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (1.24)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 + 3\sigma_3}{3}$$

$$p = \frac{q}{3} + \sigma_3 \quad (1.25)$$

Es decir

$$q = 3p - 3\sigma_3 \quad (1.26)$$

Observamos que el esfuerzo desviador q está dado en función de p por una recta de pendiente 3 y de ordenada al origen $-3\sigma_3$.

Consideremos una prueba de compresión triaxial como la indicada en la Figura 1.3. (En dirección perpendicular al plano de la figura actúa en la primera etapa (etapa a) un esfuerzo normal $\sigma_2 = \sigma_3$) En la primera etapa, usando las Ecuaciones 1.23 y 1.24

$$q = 0$$

$$p = \frac{\sigma_3 + 2\sigma_3}{3} = \sigma_3$$

El estado de esfuerzo en la primera etapa queda representado por el punto **A** en el diagrama p - q de la Figura 1.12. Al aplicar al espécimen el esfuerzo desviador durante la segunda etapa (Figura 1.3b), se llega al punto **B**, que representa la falla del suelo. Como señalamos antes, la trayectoria de esfuerzo durante la prueba triaxial está dada por una recta de pendiente 3 (Ecuación 1.26; Figura 1.12).

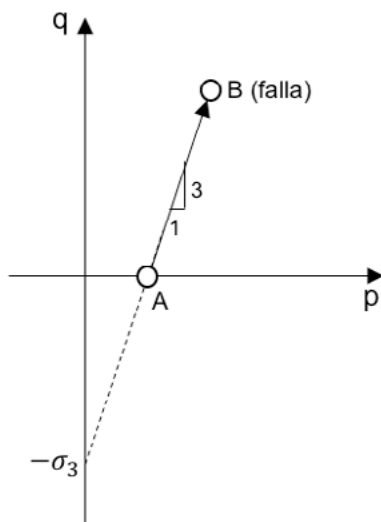


Figura 1.12. Trayectoria de esfuerzos. Diagrama p - q

1.7 Prueba de corte directo

En un ensayo de corte directo se aplica un esfuerzo normal vertical σ y un esfuerzo cortante horizontal τ , hasta llevar a la falla al espécimen de suelo. Se mide el desplazamiento horizontal d ocasionado por t (Figura 1.13). Para determinar la ley de resistencia de un suelo se realizan ensayos para diferentes valores de s y la ley de resistencia se obtiene uniendo los puntos representativos de cada prueba (Figura 1.14).

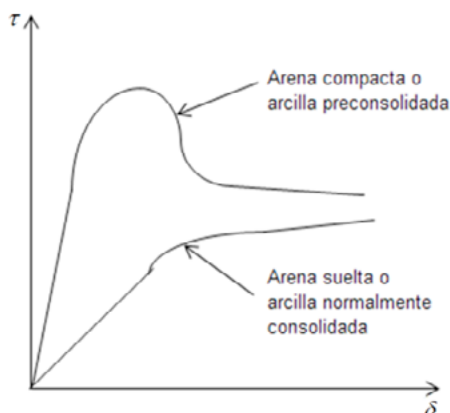


Figura 1.13. Curvas esfuerzo cortante-desplazamiento horizontal. Prueba de corte directo

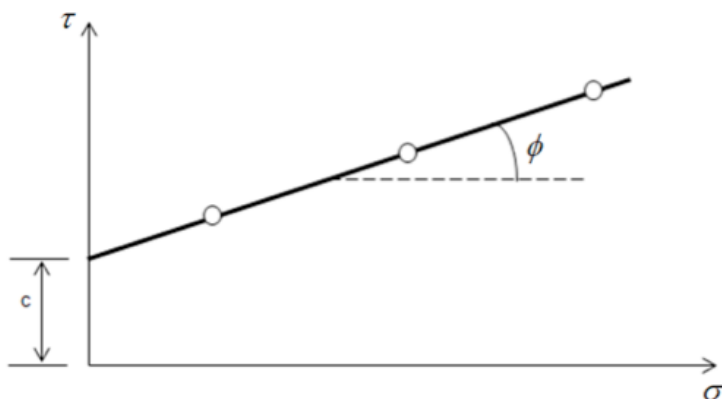


Figura 1.14. Ley de Coulomb. Prueba de corte directo

1.8 Estado crítico

1.8.1 Curvas esfuerzo–deformación unitaria

En la Figura 1.15 se muestra la forma de curvas esfuerzo desviador–deformación unitaria para diferentes suelos. Vemos que para grandes deformaciones las curvas tienden a un mismo esfuerzo, que se denomina resistencia última (correspondiente al estado crítico del suelo).

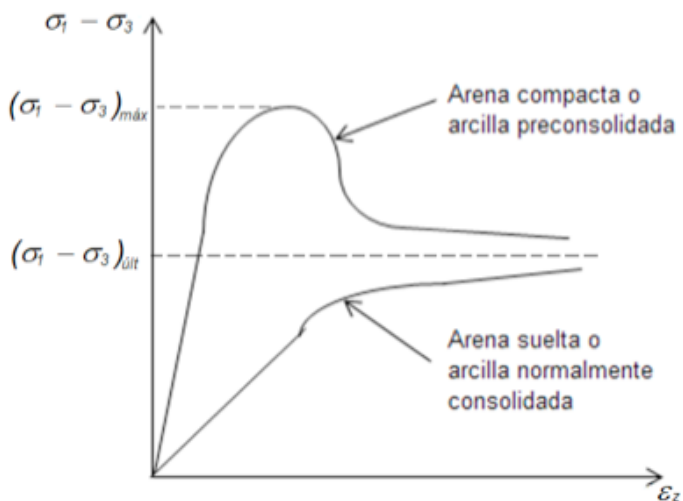


Figura 1.15. Curvas esfuerzo–deformación unitaria

En el caso de una arena compacta o una arcilla preconsolidada podemos entonces determinar un ángulo de fricción interna para la resistencia máxima y un ángulo de fricción interna para la resistencia última o resistencia crítica (Figura 1.16).

En el estado crítico $\phi = \phi_{ult}$ y $c = 0$ (Figura 1.16).

Denominemos M a la pendiente de la envolvente de falla en el estado crítico, en un diagrama p - q (Figura 1.17). Si el punto E queda sobre la recta de pendiente M :

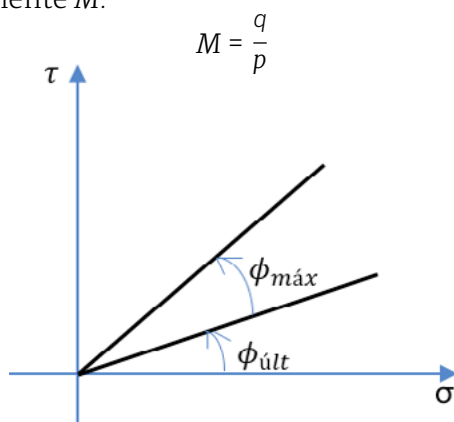


Figura 1.16. Envolventes de falla, para esfuerzo desviador máximo y para esfuerzo desviador último

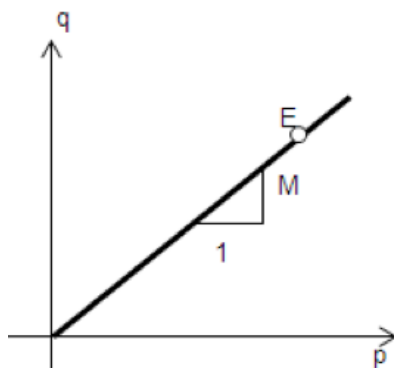


Figura 1.17. Envolvente de falla en el estado crítico

Pero, en una prueba triaxial de rutina (Ecuaciones 1.24 y 1.23)

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

Por lo tanto

$$p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}} \quad (1.27)$$

La Ecuación 1.5, con $c = 0$, queda

$$\sigma_3 = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi} \sigma_1$$

Reemplazando en la Ecuación 1.27

$$M = \frac{6\operatorname{sen}\varphi}{3 - \operatorname{sen}\varphi} \quad (1.28)$$

O bien

$$\operatorname{sen}\varphi = \frac{3M}{6 + M} \quad (1.29)$$

1.8.1.1 Ejemplo 1.E.2. Diagramas de Mohr, s-t y p-q

En una prueba de compresión triaxial, practicada en un suelo puramente friccionante, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 1.E.2.1. Esfuerzos triaxiales

Prueba No.	Esfuerzo confinante	Esfuerzo desviador en la falla
	kPa	kPa
1	100	200
2	200	400
3	300	600

- Trazar los círculos de Mohr correspondientes y determinar el ángulo de fricción interna ϕ del suelo
- Trazar el diagrama $s-t$ y determinar a partir de este el ángulo ϕ
- Trazar el diagrama $p-q$ y determinar a partir de este los valores de M y ϕ
- Determinar los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla de la prueba 3

Solución

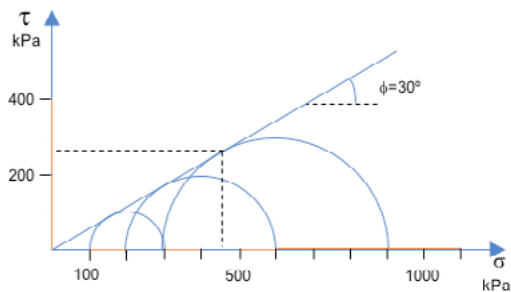
- En la Figura 1.E.2.1a se muestran los círculos de Mohr para las tres pruebas triaxiales; medimos $\phi = 38^\circ$
- En la Tabla 1.E.2.1 se indican los valores de s y t , y en la Figura 1.E.2.1b se exhibe el diagrama $s-t$; en este medimos $a = 26.5^\circ$. Usando la Ecuación 1.21: $\phi = 30^\circ$
- En la Tabla 1.E.2.2 se muestran los valores de p y q , y en la Figura 1.E.2.1c se exhibe el diagrama $p-q$, donde medimos $M = 1.21$. Empleando la Ecuación 1.29: $\phi = 30.3^\circ$
- La inclinación del plano de falla es (Ecuación 1.8)

$$\beta = 45^\circ + \phi/2 = 45 + 30/2 = 60^\circ$$
 Reemplazando valores en las Ecuaciones 1.11 y 1.12

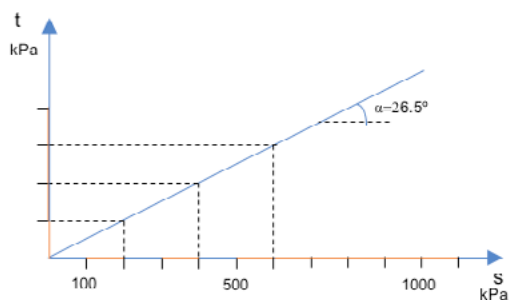
$$\sigma = (300) \operatorname{sen}^2 60^\circ + (900) \operatorname{cos}^2 60^\circ = 450 \text{ kPa}$$

$$\tau = (900 - 300) \operatorname{sen} 60^\circ \operatorname{cos} 60^\circ = 259.8 \text{ kPa}$$

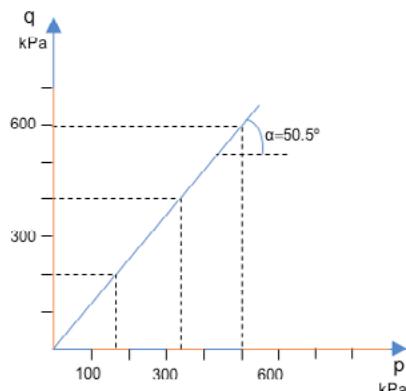
En la Figura 1.E.2.1a medimos: $\sigma = 450 \text{ kPa}$, $\tau = 260 \text{ kPa}$



a) Círculos de Mohr



b) Diagrama s-t



c) Diagrama p-q

Figura 1.E.2.1 Círculos de Mohr, y diagramas s-t y p-q

Tabla 1.E.2.2. Valores de s, t, p y q

Prueba	s	t	p	q
	kPa	kPa	kPa	kPa
1	200	100	166.67	200
2	400	200	333.33	400
3	600	300	500	600

1.8.2 Comportamiento elastoplástico del suelo

Se define el volumen específico de la siguiente forma

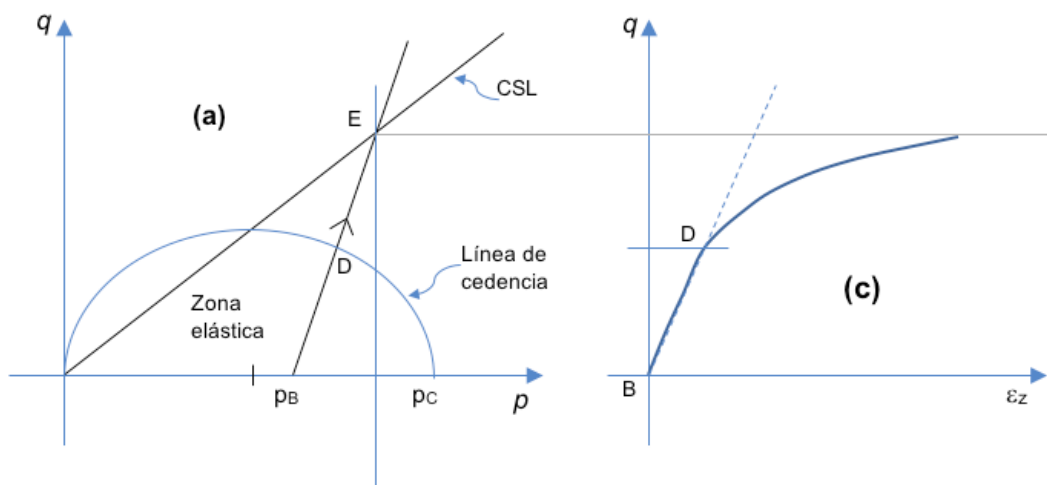
$$v = \frac{V_m}{V_s} \quad (1.31)$$

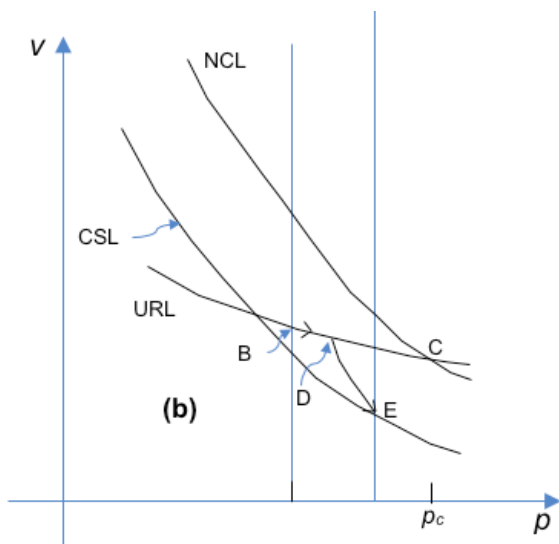
$$v = \frac{V_v + V_s}{V_s} = 1 + e \quad (1.32)$$

Consideremos ahora un elemento de suelo normalmente cargado (o normalmente consolidado). Sometamos a este elemento a una presión isotrópica p ; en una curva $v-p$ (Figura 1.18b) el suelo se consolida a lo largo de la rama virgen NCL (normal consolidation line). Consolidemos al elemento hasta la presión p_c y luego reduzcamos esta hasta la presión p_B . A la relación

$$R_o = \frac{p_c}{p_B} \quad (1.33)$$

se le denomina relación de preconsolidación (para presiones isotrópicas).





PRUEBA CD

Arcilla ligeramente preconsolidada

$$R_o = \frac{p_c}{p_B} < 2$$

Figura 1.18. Prueba CD. Arcilla ligeramente preconsolidada

El suelo se mueve a lo largo de la línea URL (unload-reload line; Figura 1.18b), del punto *C* al punto *B* (Budhu, 2000).

Apliquemos ahora un esfuerzo desviador q (Figura 1.18a y c). El suelo se deforma elásticamente (puesto que está precargado) hasta el punto *D*, a partir del cual ocurren deformaciones elásticas y deformaciones plásticas. Al punto *D* le podemos llamar punto de cedencia. Del punto *D* al punto *E* el suelo experimenta deformaciones elastoplásticas, hasta llegar a la resistencia última o resistencia crítica (línea CSL). Si repetimos la operación con varias presiones de confinamiento p_B , y unimos los diferentes puntos *B*, obtendremos aproximadamente una elipse, cuyo eje mayor es p_c y cuya ordenada del semieje menor corresponde a la intersección de la elipse con la línea CSL (Figura 1.18a).

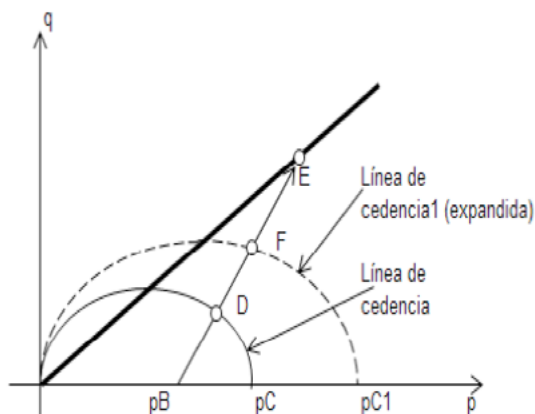


Figura 1.19. Envolvente de falla en el estado crítico

Si cargamos del punto D al punto F (Figura 1.19), y luego descargamos, el suelo queda precargado hasta F , y por lo tanto la zona elástica se expande como se indica en la Figura 1.19.

Estudiamos el cambio de volumen que experimenta el suelo. Como mencionamos antes, este se encuentra normalmente cargado, al ir aumentando la presión se mueve a lo largo de la rama virgen de la curva $v-p$, hasta la presión p_c (Figura 1.18b). Al descargar hasta p_b el suelo se mueve sobre la línea URL (unload-reload line). Al aplicar el esfuerzo desviador q , de B a D , el suelo se regresa por la misma línea URL (Figura 1.18b). Después del punto D la trayectoria abandona la línea URL y se dirige hacia la línea CSL, hasta que la alcanza en el punto E .

La curva de compresibilidad volumen se puede dibujar en escala semi-logarítmica $v-\ln p$ (Figura 1.20). Las líneas NCL, URL y CSL se vuelven líneas rectas en esta gráfica. Además, la CSL es aproximadamente paralela a la NCL (Figura 1.20). Denominemos λ a la pendiente de las rectas NCL y CSL y κ a la pendiente de la recta URL en escala semilogarítmica (Figura 1.20). Obtengamos las ecuaciones de estas rectas.

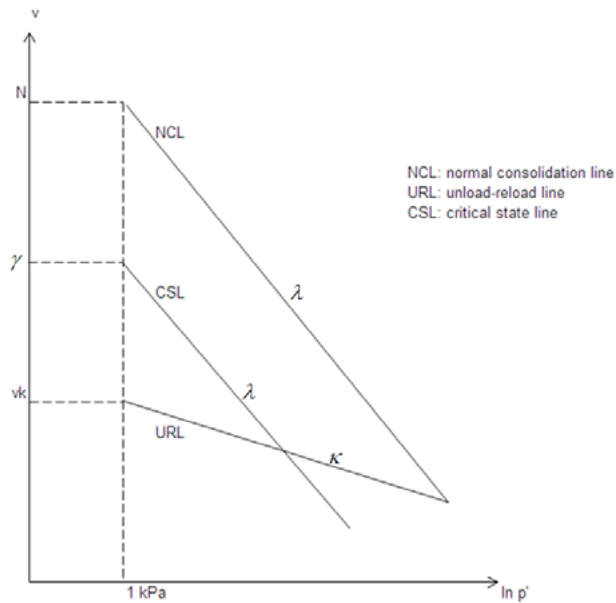


Figura 1.20. Línea normalmente consolidada (NLC), Línea de descarga (URL) y Línea de estado crítico (CSL)

1.8.3 Línea NCL

La ecuación de una recta es

$$y = mx + b$$

$$v = -\lambda \ln p' + b \quad (1.34)$$

Para $p' = 1 \text{ kPa}$, $v = N$ (Figura 1.20). Reemplazando en la Ecuación 1.34

$$N = b$$

La Ecuación 1.34 queda

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (1.35)$$

En la línea URL (Figura 1.20)

$$v = v_k - k \ln p' \quad (1.36)$$

En la CSL (Figura 1.20)

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (1.37)$$

1.9 Influencia de la presencia del agua en el comportamiento de un suelo

1.9.1 Procedimiento de Skempton para estimar los incrementos de presión de poro en un suelo

Definamos el coeficiente de compresibilidad volumétrica c_v de un material de la siguiente forma

$$c_v = \frac{\varepsilon_v}{\sigma_m} \quad (1.38)$$

donde

ε_v = deformación volumétrica

σ_m = incremento de esfuerzo de confinamiento sobre el material

Consideremos un elemento de suelo sometido al estado de esfuerzo indicado en la Figura 1.21. Supongamos que el suelo se consolidó a una presión inicial de confinamiento p , y que posteriormente se producen incrementos de esfuerzo de confinamiento σ_3 (primera etapa) y de esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) (segunda etapa), como se muestra en la Figura 1.21.

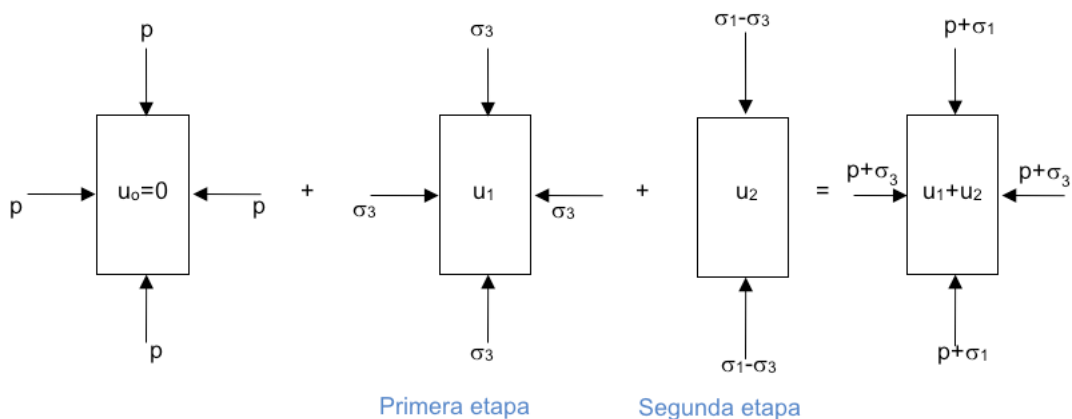


Figura 1.21. Incrementos de presión de poro en una prueba de compresión triaxial

Valuemos el incremento de presión de poro u_1 en la primera etapa. El coeficiente de compresibilidad volumétrica c_{vs} , del esqueleto sólido del suelo, vale

$$C_{vs} = \frac{\Delta V_m}{\frac{V_m}{\sigma_3'}} \quad (1.39)$$

donde V_m es el volumen del elemento y $\sigma_3' = \sigma_3 - u_1$ es el esfuerzo efectivo sobre la estructura del suelo. Por lo tanto

$$\Delta V_m = c_{vs} V_m (\sigma_3 - u_1) \quad (1.40)$$

Por otra parte, el coeficiente de compresibilidad c_{vf} , de los fluidos del suelo (agua y aire) es

$$C_{vf} = \frac{\Delta V_m}{\frac{V_v}{u_1}} \quad (1.41)$$

Pero $n = V_v/V_m$, siendo V_v = volumen de vacíos y n = porosidad del suelo. Así

$$\Delta V_m = c_{vf} n V_m u_1 \quad (1.42)$$

Lo que se comprime el esqueleto del suelo debe ser igual a lo que se comprime el sistema agua-aire del elemento, por lo tanto podemos igualar las Ecuaciones 1.40 y 1.42 (Juárez Badillo y Rico, 1976)

$$c_{vs} V_m (\sigma_3 - u_1) = c_{vf} n V_m u_1$$

Es decir

$$u_1 = \frac{\sigma_3}{1+n \frac{c_{vf}}{c_{vs}}} \quad (1.43)$$

Skempton (1954) define el coeficiente B de la siguiente forma

$$B = \frac{u_1}{\sigma_3} \quad (1.44)$$

$$u_1 = B \sigma_3 \quad (1.45)$$

Siendo

$$B = \frac{1}{1+n \frac{c_{vf}}{c_{vs}}} \quad (1.46)$$

En un suelo totalmente saturado, la compresibilidad del agua es mucho menor que la del esqueleto sólido, de tal forma que el cociente $c_{vf} / c_{vs} \rightarrow 0$ y el coeficiente $B \rightarrow 1$ (Ecuación 1.46). En cambio, en un suelo seco, la compresibilidad del aire es mucho mayor que la de la estructura de los sólidos, $c_{vf} / c_{vs} \rightarrow \infty$, y $B \rightarrow 0$.

Para la segunda etapa, suponiendo un comportamiento elástico del material, el coeficiente de compresibilidad del esqueleto de los sólidos es

$$C_{vs} = \frac{\frac{\Delta V_m}{V_m}}{\frac{1}{3}(\sigma_1' + 2\sigma_3')} \quad (1.47)$$

En la segunda etapa:

$$\sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_3) - u_2$$

$$\sigma_3' = 0 - u_2$$

Reemplazando en la Ecuación 1.47

$$C_{vs} = \frac{\frac{\Delta V_m}{V_m}}{\frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_3) - 3u_2]} \quad (1.48)$$

Es decir

$$\Delta V_m = c_{vs} V_m \frac{1}{3} [(\sigma_1 - \sigma_3) - 3u_2] \quad (1.49)$$

El coeficiente de compresibilidad del sistema agua-aire, en la segunda etapa, de acuerdo con la Ecuación 1.38, es

$$C_{vf} = \frac{\Delta V_m}{\frac{V_v}{\Delta V_m}} \quad (1.50)$$

$$\Delta V_m = c_{vf} n V_v u_2$$

Lo que se comprime el esqueleto de los sólidos es igual a lo que se comprime el medio agua-aire, por lo que podemos igualar las Ecuaciones 1.49 y 1.50, y despejar u_2

$$u_2 = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + n \frac{C_{vf}}{C_{vs}}} \quad (1.51)$$

Es decir, tomando en cuenta la Ecuación 1.46

$$u_2 = \frac{1}{3} B (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (1.52)$$

Fuera de la zona elástica, el comportamiento del suelo se aleja de una respuesta elástica, por lo que el coeficiente ($1/3$) se puede reemplazar por un coeficiente A , quedando la Ecuación 1.52

$$u_2 = A \cdot B (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (1.53)$$

El coeficiente A se determina experimentalmente. En la Tabla 1.1 se muestran valores de A medidos en el momento de la falla del suelo (Whitlow, 1994)

Tabla 1.1. Valores del coeficiente A (Whitlow, 1994)

Clase de suelo	A (en la falla)
Arcilla altamente sensitiva	1.2 - 2.5
Arcilla normalmente consolidada	0.7 - 1.3
Arcilla ligeramente preconsolidada	0.3 - 0.7
Arcilla fuertemente preconsolidada	-0.5 - 0
Arena fina muy suelta	2.0 - 3.0
Arena fina semicompacta	0 - 1.0
Arena fina compacta	-0.3 - 0

El incremento de presión de poro, al término de las dos etapas, vale

$$u = u_1 + u_2 \quad (1.54)$$

Sustituyendo las Ecuaciones 1.45 y 1.53 en la Ecuación 1.54

$$u = B [\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (1.55)$$

La Ecuación 1.55 proporciona el incremento de presión de poro u producido por un incremento de presión de confinamiento s_3 en la primera etapa, y por un incremento de esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en la segunda etapa de una prueba de compresión triaxial convencional.

1.10 Esfuerzos totales, neutros y efectivos en un suelo totalmente saturado

En un suelo totalmente saturado se debe cumplir la siguiente relación de esfuerzos entre las fases sólida y líquida

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma' + u \\ \sigma' &= \sigma - u \end{aligned} \quad (1.56)$$

Donde

σ = esfuerzo total

σ' = esfuerzo efectivo

u = presión en el agua

En una prueba de compresión triaxial, la Ecuación 1.56 se debe cumplir tanto para el esfuerzo principal mayor como para el esfuerzo principal menor, es decir

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u \quad (1.57)$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u \quad (1.58)$$

Además, la presión de confinamiento efectiva p' se define

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \quad (1.59)$$

Si $\sigma_2' = \sigma_3'$

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} \quad (1.60)$$

$$p' = \frac{(\sigma_1' - u) + 2(\sigma_3' - u)}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u$$

$$p' = p - u \quad (1.61)$$

El esfuerzo desviador efectivo:

$$q' = \sigma_1' - \sigma_3' = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)$$

$$q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.62)$$

Dado que $q = \sigma_1 - \sigma_3$, vemos que $q' = q$.

1.11 Suelos friccionantes

En la Figura 1.22 se exhiben las leyes de resistencia de una arena limpia y de una arena cementada.

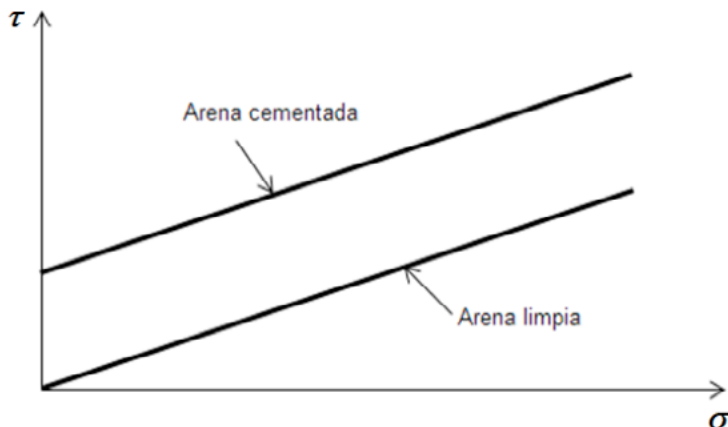


Figura 1.22. Ley de Coulomb, suelos friccionantes

Si el suelo friccionante está en estado seco, y no tiene cementación, su resistencia al corte vale

$$s = \sigma \tan \phi \quad (1.63)$$

Si el suelo friccionante se encuentra totalmente saturado, la resistencia al corte la proporciona la fase sólida del mismo

$$s = \sigma' \tan \phi \quad (1.64)$$

Es decir

$$s = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1.65)$$

Consideremos un elemento de arena fina en estado suelto, totalmente saturada y sometida a una sollicitación dinámica. Los granos del suelo tienden a ocupar una posición más densa, pero el agua no fluye con suficiente rapidez hacia afuera del elemento, lo que ocasiona que disminuya la presión intergranular y aumente la presión u en el agua del suelo. Si el incremento de u es grande, la resistencia al corte, dada por la Ecuación 1.65, se reduce notablemente, pudiendo incluso llegar a ser nula. En este último caso el suelo se comporta como un líquido, por lo que a este fenómeno se le conoce como *licuación* de la arena.

La reducción de resistencia al corte puede provocar fallas de taludes, de cimentaciones, etcétera. En el Anexo A3 se exponen algunos resultados sobre estudios de licuación de suelos granulares.

1.12 Suelos cohesivos totalmente saturados

Para determinar la resistencia al corte de arcillas totalmente saturadas se llevan a cabo ensayos de compresión triaxial. Estos se dividen en tres clases:

- a) Prueba consolidada-drenada (prueba CD)
- b) Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)
- c) Prueba no consolidada-no drenada (prueba UU)

a) Prueba consolidada-drenada (prueba CD)

Como se señaló en el inciso 1.2, una prueba de compresión triaxial consiste de dos etapas: la de confinamiento y la de aplicación del esfuerzo desviador. En un ensayo consolidado-drenado se permite el drenaje de agua en ambas etapas. Por lo tanto, los esfuerzos sobre el espécimen de suelo son esfuerzos efectivos.

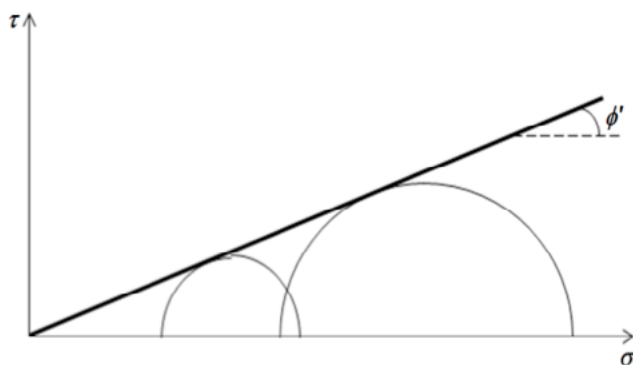


Figura 1.23. Prueba consolidada-drenada (CD).
Arcilla normalmente consolidada

En arcillas normalmente consolidadas la envolvente de falla de pruebas CD es aproximadamente una recta que pasa por el origen, con $c' = 0$ y $\phi' \neq 0$ (Figura 1.23). Arcillas preconsolidadas exhiben tanto cohesión como fricción, para presiones de confinamiento menores que la presión de preconsolidación (Figura 1.24).

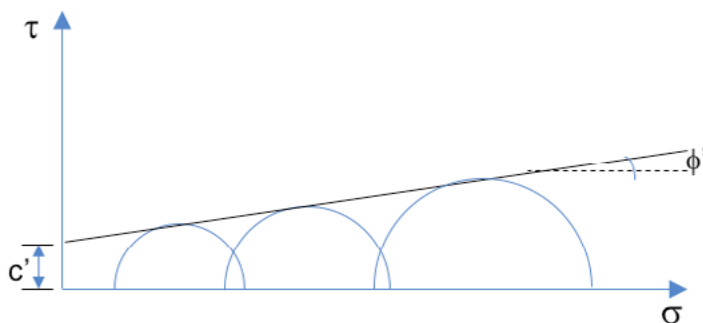


Figura 1.24. Prueba consolidada-drenada (CD). Arcilla preconsolidada

1.12.1 Trayectorias de esfuerzo (prueba CD)

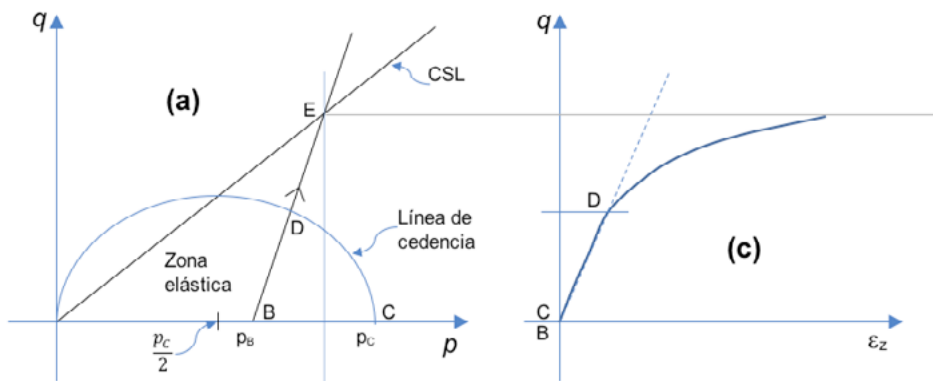
Consideremos un elemento de arcilla normalmente consolidada. Sometamos este elemento a una presión isotrópica p ; la arcilla se consolida a lo largo de la rama virgen NCL (normal consolidation line; Figura 1.25b). Consolidemos el suelo hasta la presión p_c y luego reduzcamos esta hasta la presión p_B , de tal forma que la

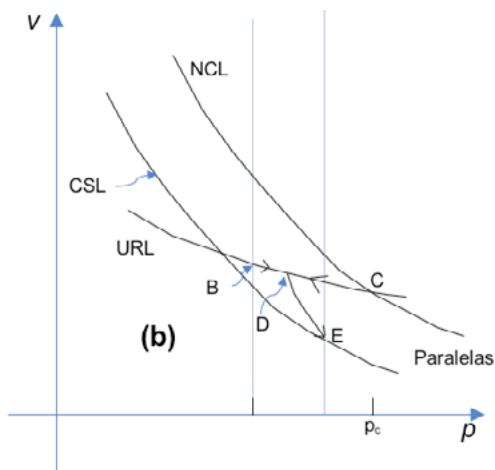
relación de preconsolidación R_o (Ecuación 1.30) sea menor que 2. El suelo se mueve a lo largo de la línea URL (unload-reload line; Figura 1.25b), del punto C al punto B .

Apliquemos ahora un esfuerzo desviador q (Figura 1.25c), hasta alcanzar la línea de cedencia en el punto D (Figura 1.25a). En el tramo de B a D el suelo queda dentro de la zona elástica. Esfuerzos desviadores mayores que el del punto D ocasionan en el suelo deformaciones elastoplásticas, hasta que se llega al estado crítico (punto E de la línea CSL, critical state line; Figura 1.25a).

La variación de volumen del suelo se muestra en la Figura 1.25b: de C a D el suelo se mueve a lo largo de la línea URL; de B a D se desplaza también a lo largo de esta línea. Al salir de la zona elástica, de D a E , abandona la línea URL y se dirige a la línea CRL, hasta que alcanza el estado crítico en el punto E .

Sea ahora una arcilla fuertemente preconsolidada, con $R_o > 2$. La presión p_c la reducimos hasta p_B (Figura 1.26b). Aplicamos un esfuerzo desviador q de p_B hasta alcanzar la línea de cedencia (punto D ; Figura 1.26a y c), donde se alcanza la resistencia máxima (Figura 1.26c). A partir de D , la resistencia disminuye hasta la resistencia última o resistencia crítica (punto E).





PRUEBA CD

Arcilla ligeramente preconsolidada

$$R_o = \frac{p_c}{p_B} < 2$$

Figura 1.25. Prueba CD. Arcilla ligeramente preconsolidada

La variación de volumen se exhibe en la Figura 1.26b. De *B* a *D* el suelo se mueve en la línea URL, pero después de la resistencia máxima (punto *D*), el suelo se desplaza hacia la CSL (hacia arriba), es decir, el suelo aumenta de volumen después de la falla.

b) Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)

En una prueba consolidada-no drenada se permite el drenaje en la primera etapa, pero no en la segunda etapa de la prueba triaxial. En la práctica se realizan varias pruebas de este tipo y se obtiene la envolvente de resistencia (Figura 1.27).

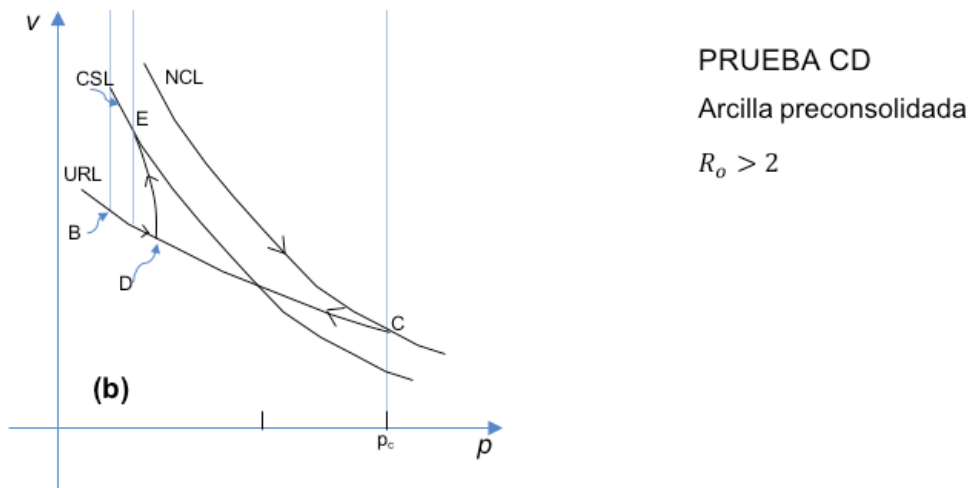


Figura 1.26. Prueba CD. Arcilla preconsolidada

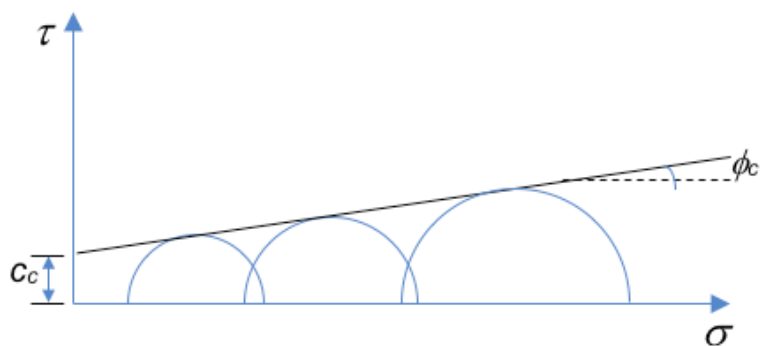


Figura 1.27. Prueba consolidada-no drenada (CU)

Existen dispositivos para medir la presión de poro de una prueba CU; si este es el caso, por ejemplo, en una arcilla normalmente consolidada se puede determinar el círculo de Mohr en términos de esfuerzos efectivos, y determinar el ángulo de fricción ϕ' del suelo (Figura 1.28).

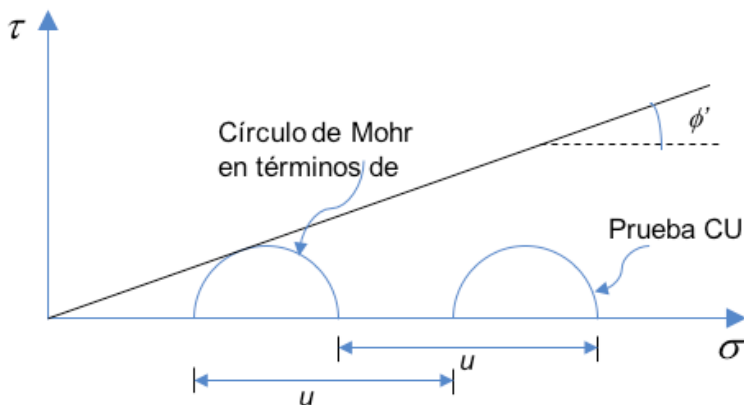


Figura 1.28. Prueba consolidada-no drenada (CU) con medición de presión de poro. Arcilla normalmente consolidada

1.12.1.1 Ejemplo 1.E.3. Determinación del ángulo de fricción interna del suelo

Una arcilla normalmente consolidada se somete a una presión de confinamiento $\sigma_3 = 200$ kPa, en una prueba consolidada-no drenada. La probeta falla para un esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3) = 115$ kPa. Si el coeficiente de presión de poro de Skempton es $A = 0.7$, determinar el ángulo de fricción interna ϕ' del suelo.

Solución

$$\sigma_1 = 200 + 115 = 315 \text{ kPa}$$

$$u = 0.7(115) = 80.5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3' = 200 - 80.5 = 119.5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1' = 315 - 80.5 = 234.5 \text{ kPa}$$

Aplicando la Ecuación 1.7

$$\text{sen } \phi' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'}$$

$$\text{sen } \phi' = \frac{234.5 - 119.5}{234.5 + 119.5} = 0.3249$$

$$\phi' = 18.96^\circ$$

En la Figura 1.E.3.1 se presenta la solución gráfica a este problema.

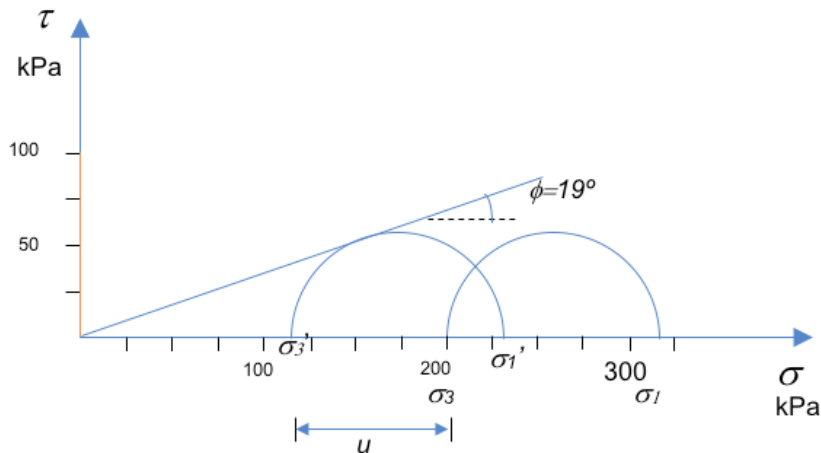


Figura 1.E.3.1. Círculos de Mohr

1.12.2 Trayectorias de esfuerzo (prueba CU)

Consideremos que realizamos una prueba CU en una arcilla ligeramente preconsolidada ($R_o < 2$). Sea p_B la presión de confinamiento de la probeta (Figura 1.29a). Al aplicar el esfuerzo desviador la trayectoria de esfuerzos totales es la que se muestra en la Figura 1.29a (TSP: total stress path).

La presión de confinamiento efectiva p' vale (Ecuación 1.61)

$$p' = p - u \quad (1.66)$$

El esfuerzo desviador efectivo (Ecuación 1.62)

$$q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.67)$$

En la segunda etapa de la prueba triaxial, el incremento de presión efectiva de confinamiento está dado por la Ecuación 1.66

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad (1.68)$$

En la segunda etapa:

$$\Delta p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (1.69)$$

El incremento de presión de poro en la segunda etapa está dado por la Ecuación 1.53

$$\Delta u = A B (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Ecuación 1.53})$$

Dentro de la zona elástica $A = 1/3$. Como el suelo está saturado $B = 1$, tenemos

$$\Delta u = \left(\frac{1}{3}\right)(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (1.70)$$

Reemplazando las Ecuaciones 1.69 y 1.70 en la Ecuación 1.68: . Vemos entonces que el incremento de presión efectiva, al aplicar el esfuerzo desviador, vale cero dentro de la zona elástica (Figura 1.29a). La trayectoria de esfuerzo efectivo es la ESP (effective stress path). Al llegar a la línea de cedencia, el coeficiente A de la Ecuación 1.53 es mayor que $(1/3)$, la presión de poro aumenta aún más, y la ESP se dirige hacia la línea CSL, alcanzando el estado crítico en el punto E (Figura 1.29a y c).

Como se trata de una prueba CU, no existe cambio de volumen durante la aplicación de esfuerzo desviador (Figura 1.29b).

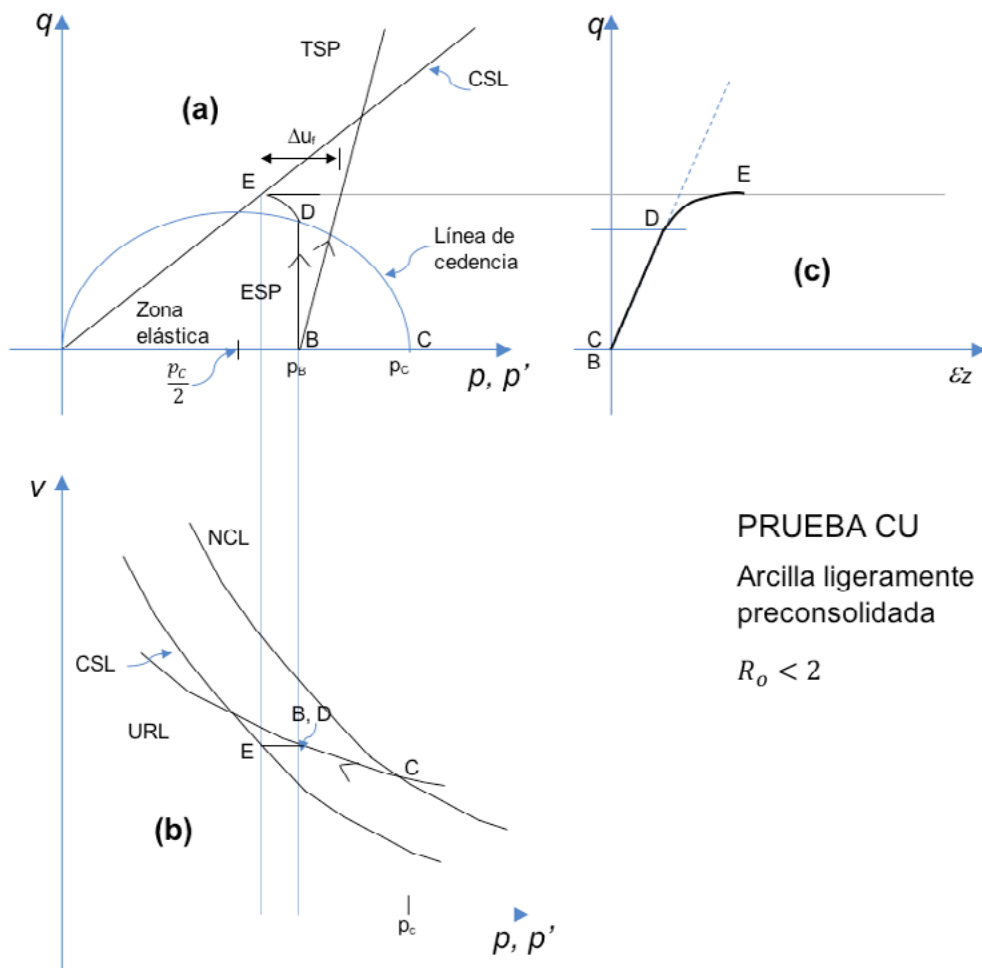


Figura 1.29 Prueba CU. Arcilla ligeramente preconsolidada

Si ahora realizamos una prueba CU en una arcilla fuertemente preconsolidada ($R_o > 2$), obtenemos los resultados indicados en la Figura 1.30. La presión de confinamiento efectiva no cambia dentro de la zona elástica, hasta llegar al punto D (Figura 1.30a). Al pasar del punto D al punto E el suelo tiende a expandirse, por lo que se genera presión de poro negativa, alcanzándose el estado crítico en E . En la trayectoria de D a E la presión efectiva aumenta, ya que, de acuerdo con la Ecuación 1.55: $\Delta p' = \Delta p - \Delta u$, al disminuir la presión de poro se incrementa la presión

efectiva. Inclusive, si Δu es negativa, la presión efectiva en la falla p_f' puede ser mayor que la presión total en la falla p_f como es el caso de la Figura 1.30b ($\Delta u_f < 0$).

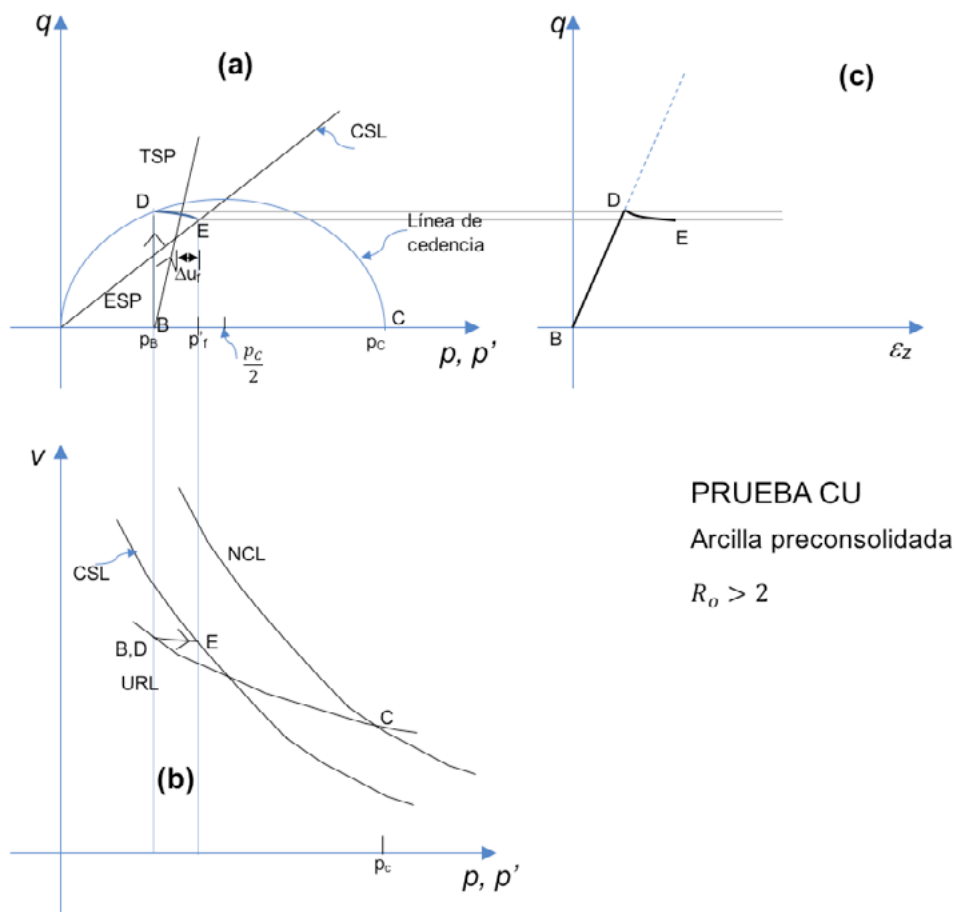


Figura 1.30. Prueba CU. Arcilla preconsolidada

1.12.3 Variación de la resistencia al corte no drenada con la profundidad

Consideremos un punto A en la NCL (Figura 1.31). En prueba no drenada el suelo falla a volumen constante, por lo que se desliza sobre una línea horizontal hacia la izquierda hasta tocar a la CSL en el punto B (Figura 1.31). En la CSL

$$v = \Gamma - \lambda \ln p_{B'}$$

(Ecuación 1.37)

$$p_{B'} = \exp \left[\frac{\Gamma - v}{\lambda} \right]$$

(1.71)

Pero

$$q' = M p_{B'}$$

(1.72)

y

$$c_u = \frac{q'}{2}$$

(1.73)

Sustituyendo las Ecuaciones 1.71 y 1.72 en la Ecuación 1.73

$$c_u = \left(\frac{M}{2} \right) e^{\left[\frac{\Gamma - v}{\lambda} \right]}$$

(1.74)

El suelo tiene el mismo volumen en la NCL, por lo tanto

$$v = N - \lambda \ln p_{A'}$$

Reemplazando en la Ecuación 1.74

$$c_u = \left(\frac{M}{2} \right) e^{\left[\frac{\Gamma - N}{\lambda} \right]} p_{A'}$$

(1.75)

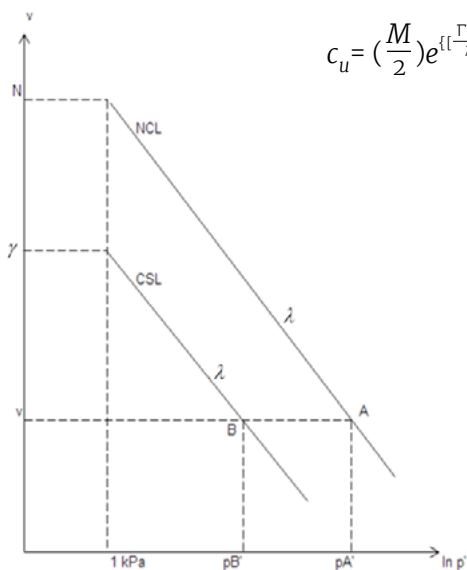


Figura 1.31. Arcilla normalmente consolidada

Observamos en la Ecuación 1.75 que, dado que Γ , N y λ son constantes, la cohesión c_u aumenta linealmente con la presión efectiva de confinamiento. Esta a su vez es función lineal de la presión efectiva vertical, por lo que la resistencia no drenada c_u se incrementa linealmente con la presión efectiva vertical, en un suelo normalmente consolidado.

En una arcilla preconsolidada, en la CSL (Figura 1.32)

$$\begin{aligned} v &= \Gamma - \lambda \ln p_B' \\ p_B' &= e^{\left[\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right]} \\ c_u &= \left(\frac{M}{2}\right) e^{\left[\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right]} \end{aligned} \quad (1.76)$$

Pero, en la URL

$$v = v_\kappa - \kappa \ln p_A'$$

Reemplazando en la Ecuación 1.76

$$\begin{aligned} c_u &= \left(\frac{M}{2}\right) e^{\left[\frac{\Gamma - v_\kappa}{\lambda}\right]} e^{\left[\kappa \ln \frac{p_A'}{\lambda}\right]} = \left(\frac{M}{2}\right) e^{\left[\frac{\Gamma - v_\kappa}{\lambda}\right]} e^{\left[\ln(p_A') \frac{\kappa}{\lambda}\right]} \\ c_u &= \left(\frac{M}{2}\right) \left\{ e^{\left[\frac{\Gamma - v_\kappa}{\lambda}\right]} \right\} (p_A')^{\kappa/\lambda} \end{aligned} \quad (1.77)$$

En la Ecuación 1.77 vemos que en una arcilla preconsolidada la cohesión c_u ya no aumenta linealmente con la presión efectiva de confinamiento.

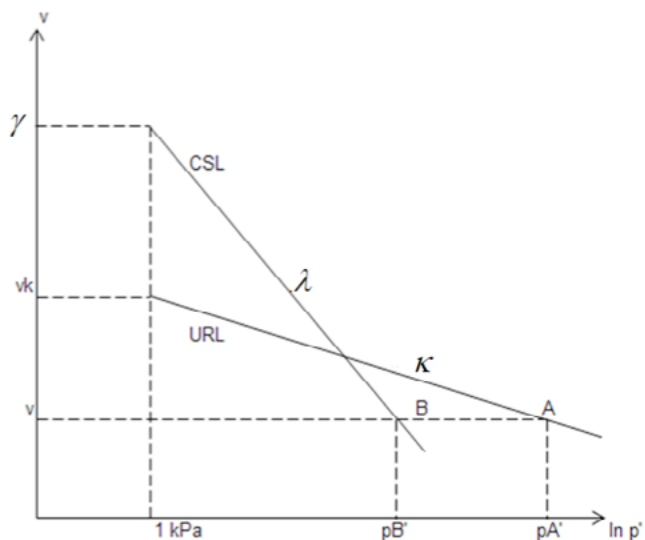


Figura 1.32. Arcilla preconsolidada

1.12.3.1 Ejemplo 1.E.4. Determinación de la resistencia al corte no drenada

Una arcilla normalmente consolidada tiene las siguientes propiedades:

$$\Gamma = 3.21, N = 3.32, \lambda = 0.19, M = 1.1, Y_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3, K_o = 0.5$$

Considerando que el nivel de agua freática está en la superficie, determinar la resistencia al corte no drenada c_u , a la profundidad de 4 m.

Solución

$$p_v' = (18 - 9.81)(4) = 32.76 \text{ kPa}$$

$$p_A' = (1 + 2K_o) p_v' / 3 = 21.84 \text{ kPa}$$

Reemplazando en la Ecuación 1.75

$$c_u = (1.1/2) \{e^{[(3.21-3.32)/0.19]}\}(21.84)$$

$$c_u = (0.308)(21.84) = 6.73 \text{ kPa}$$

c) Prueba no consolidada-no drenada (prueba UU)

En este ensayo no se permite el drenaje en ninguna de las dos etapas de la prueba triaxial. Los resultados de pruebas UU se muestran en la Figura 1.33. Dado que todos los incrementos de presión de confinamiento los toma el agua, no hay cambio en presión de confinamiento efectiva, y por ende, no hay incremento de resistencia al corte del suelo.

Una prueba de compresión no confinada es un caso particular de una prueba de compresión triaxial, con presión de confinamiento nula (Figura 1.34). La resistencia al corte queda dada por

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (1.78)$$

donde q_u es la resistencia en compresión no confinada del material (Figura 1.34).

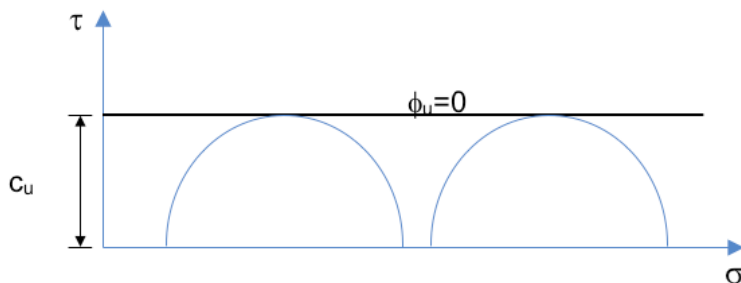


Figura 1.33. Prueba no consolidada-no drenada (UU)

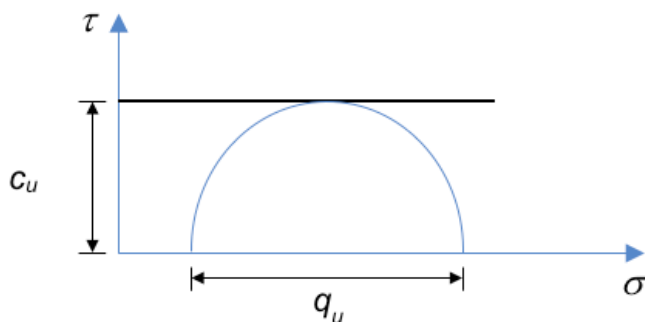


Figura 1.34. Prueba de compresión no confinada

1.13 Suelos cohesivos parcialmente saturados

La problemática de los suelos plásticos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos totalmente saturados. En estos, la presión hidráulica u_w es mayor que cero, mientras que en aquellos la presión u_w es menor que cero.

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado y hagamos que este pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976); a la tensión en el agua se le denomina **succión**. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva, y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionará un aumento del volumen del suelo.

La succión total de un suelo consiste en dos componentes: la succión osmótica y la succión matricial (Nelson y Miller, 1992).

La succión osmótica en una arcilla se debe a las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua, como resultado de la diferencia de concentración de iones en el agua en la zona cercana a la doble capa eléctrica. En efecto, cerca de la partícula existe una mayor concentración de iones por la atracción de la carga negativa de una partícula sobre los cationes del agua, mientras que lejos de esta región la atracción disminuye y con ello la concentración de iones. Esta diferencia de concentración produce un fenómeno osmótico que tiene como consecuencia la aparición de la succión osmótica en el agua del suelo.

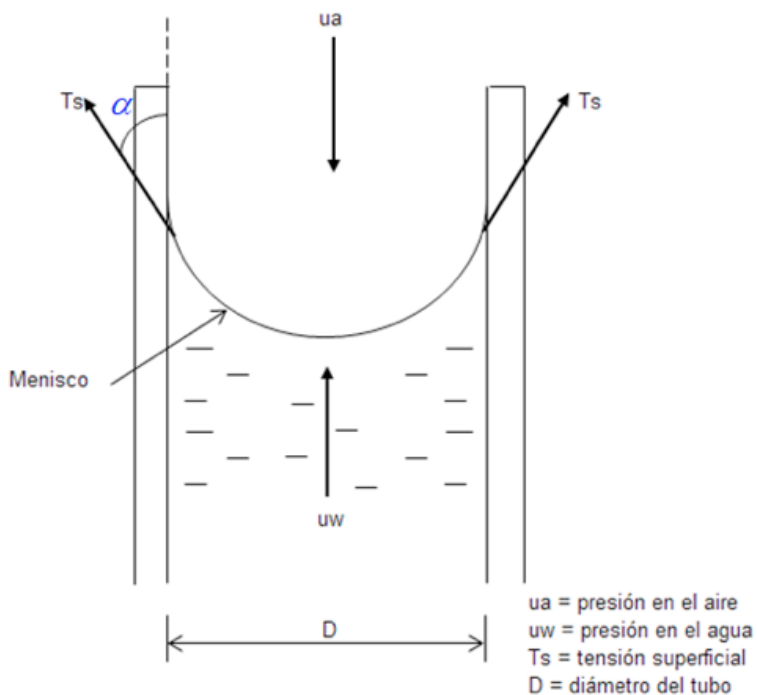


Figura 1.35 Tensión superficial en un tubo capilar

Respecto a la succión matricial, establezcamos el equilibrio de fuerzas verticales en el menisco de la Figura 1.35

$$-u_a \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) + u_w \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) + T_s \cos \alpha (\pi D) = 0$$

$$(u_a - u_w) = \frac{4 T_s \cos \alpha}{D} \quad (1.79)$$

u_a = presión en el aire, kPa

u_w = presión en el agua, kPa

T_s = tensión superficial, N/m

α = ángulo de contacto entre el agua y la pared del tubo capilar

D = diámetro del tubo, m

La cantidad $(u_a - u_w)$ de la Ecuación 1.79 es justamente la succión matricial.

La tensión superficial T_s entre el agua y las partículas de un suelo es del orden de 0.073 n/m, mientras que el ángulo de contacto α depende de la cantidad de sales en el agua; si esta contiene pocas sales, α es cercano a cero. Observamos en la Ecuación 1.79 que la succión matricial es inversamente proporcional al diámetro de los poros del suelo. Así, en arcillas muy plásticas se pueden alcanzar valores de la succión mayores que 10 MPa (100 kg/cm²).

Por lo anterior, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular y, por consiguiente, un aumento de la resistencia al corte, tal como se muestra en la Figura 1.36, en donde se muestra que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

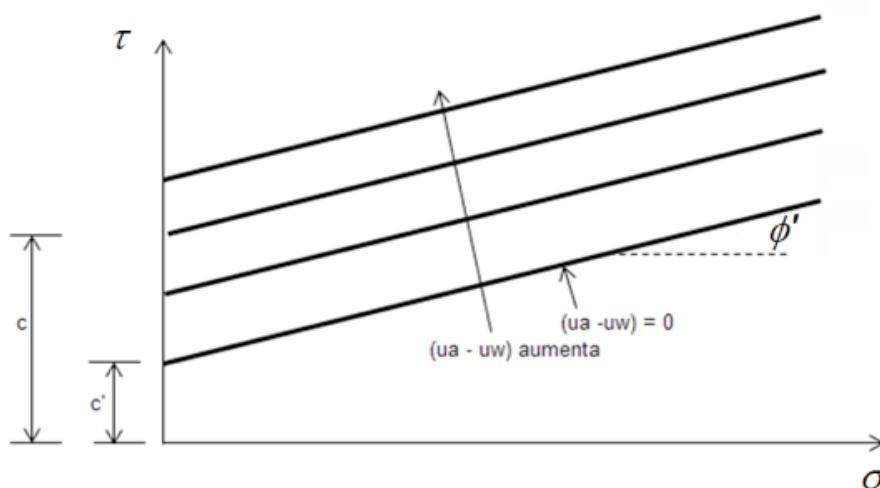


Figura 1.36. Variación de la resistencia al corte con la succión

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a)\tan \phi' + (u_a - u_w)\tan \phi^b \quad (1.80)$$

siendo $(u_a - u_w)$ = succión matricial

En la Tabla 1.2 se muestran valores de c' , ϕ' y ϕ^b para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Tabla 1.2 Valores de c' , ϕ' y ϕ^b . Modificada de (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Tipo de suelo	c' (kPa)	ϕ' (grados)	ϕ^b (grados)	Procedimiento de Prueba	Referencia
Pizarra compactada; w=18.6 %	15.8	24.8	18.1	Triaxial, contenido de agua constante	Bishop et al. (1960)
Arcilla de Boulder; w= 11.6 %	9.6	27.3	21.7	Triaxial, contenido de agua constante	Bishop et al. (1960)
Arcilla de Dhanauri; w=22.2 %, $r_d=1580 \text{ kg/m}^3$	37.3	28.5	16.2	Triaxial consolidada drenada	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; w=22.2 %, $r_d=1478 \text{ kg/m}^3$	20.3	29.0	12.6	Triaxial, drenaje constante	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; w=22.2 %, $r_d=1580 \text{ kg/m}^3$	15.5	28.5	22.6	Triaxial consolidada	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; w=22.2 %, $r_d=1478 \text{ kg/m}^3$	11.3	29.0	16.5	Triaxial, contenido de agua constante	Satija (1978)
Arcilla gris de Madrid; w=29 %	23.7	22.5 ^a	16.1	corte directo Consolidada, drenada,	Escario (1980)
Granito alterado de Hong Kong	28.9	33.4	15.3	Triaxial multietapas Consolidada drenada	
Riolita alterado de Hong Kong	7.4	35.3	13.8	Triaxial multietapas Consolidada drenada	Ho and Fredlund (1982 a)
Limo de Tappen- Notch Hill; w=21.5%, $r_d=1590 \text{ kg/m}^3$	0.0	25.3	7-25.5	Corte directo multietapas Consolidada, drenada,	Krahn et al. (1989)
Glacial compacto; w=12.2%, $r_d=1810 \text{ kg/m}^3$	10	25.3	7-25.5	Triaxial multietapas Consolidada drenada	Gan et al. (1988)

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento σ_3 se incrementan tanto la presión en el aire u_a como la presión en el agua u_w ; si en los poros del suelo se presenta un estado abierto (vacíos del aire interconectados entre sí; Marsal, 1979), la presión u_a se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos del grado de saturación S_r , los poros pasan del estado abierto al estado ocluido (vacíos del aire no conectados entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua $u_a \cong u_w$. Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%. Para $S_r = 100\%$, $u_a = u_w$. La Ecuación 1.80 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (1.81)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado

Cuando se presenta un desnivel entre las superficies de dos áreas, se puede resolver con un talud o con un elemento de retención. Si se emplea un elemento de retención, este puede ser un muro de mampostería de piedra o de concreto, una tablestaca, tierra armada, etcétera.

Con frecuencia los elementos de retención sufren desplazamientos que hacen que la presión horizontal en reposo se reduzca hasta una presión mínima, que se denomina presión activa. Por el contrario, la presión horizontal puede aumentar hasta una magnitud máxima (esto ocurre cuando el muro empuja sobre el relleno), a la cual se le llama presión pasiva.

En los siguientes incisos se presenta la forma de determinar las presiones activa y pasiva, usando el método de Rankine. También se presenta el método de Coulomb para evaluar el empuje activo sobre un muro. Al final del capítulo se exhibe la forma de calcular un muro de tierra armada.

2.1 Método de Rankine

2.1.1 Cálculo de la presión activa

Consideremos el muro de retención de la Figura 2.1. Supongamos que dicho muro sufre un desplazamiento o un giro hacia la izquierda de la figura, de tal forma que se produce en el suelo del relleno una falla por resistencia al corte.

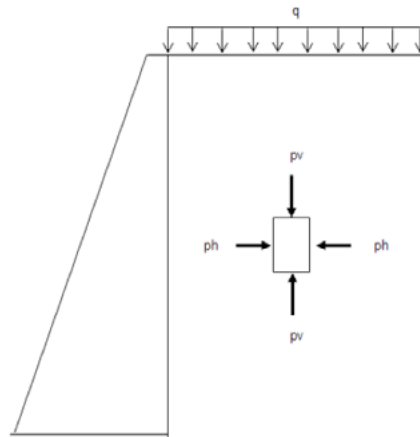


Figura 2.1. Muro de retención

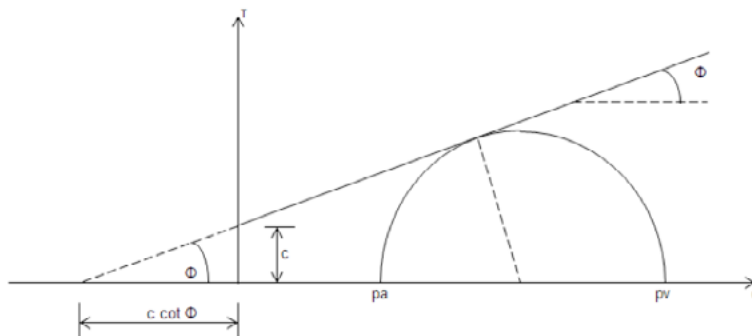


Figura 2.2. Determinación del empuje activo. Método de Rankine

En el elemento de la Figura 2.1 la presión vertical p_v se mantiene aproximadamente constante, mientras que la presión horizontal disminuye de $p_h = K_o p_v$, hasta un valor mínimo p_a , que denominaremos presión activa de tierra.

A K_o se le denomina coeficiente de presión en reposo, y se puede calcular con la siguiente expresión (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi) (OCR)^{\text{sen}\phi} \quad (2.1)$$

donde

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

OCR = relación de preconsolidación del suelo

Por otra parte, suponiendo que la resistencia del suelo está dada por la ley de Mohr-Coulomb

$$s = c + \sigma \tan\phi \quad (2.2)$$

Hallemos a continuación la magnitud de p_a .

De acuerdo con la Figura 2.2

$$\text{sen}(\phi) = \frac{\frac{(p_v - p_a)}{2}}{c \cdot \cot(\phi) + \frac{(p_v + p_a)}{2}}$$

Despejando p_a

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} - 2c \frac{\cos(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \quad (2.3)$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} - 2c \frac{\sqrt{1 - \text{sen}^2(\phi)}}{\sqrt{(1 + \text{sen}(\phi))^2}}$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} - 2c \sqrt{\frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}} \quad (2.4)$$

Definiendo

$$\frac{1}{N_\varphi} = \frac{1 - \operatorname{sen}(\varphi)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \quad (2.5)$$

Reemplazando en la Ecuación 2.4

$$p_a = \frac{1}{N_\varphi} p_v - 2c \sqrt{\frac{1}{N_\varphi}} \quad (2.6)$$

La magnitud de $1/N_\varphi$ se puede poner de la siguiente forma

$$\cos 2_a = \cos^2 a - \operatorname{sen}^2 a$$

$$\operatorname{sen} \varphi = \cos(90 - \varphi) = \cos^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{sen}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Sustituyendo en la Ecuación 2.5

$$\frac{1}{N_\varphi} = \frac{1 - \cos^2(45 - \varphi/2) + \operatorname{sen}^2(45 - \varphi/2)}{1 + \cos^2(45 - \varphi/2) - \operatorname{sen}^2(45 - \varphi/2)}$$

$$\frac{1}{N_\varphi} = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (2.7)$$

El estado de esfuerzo en el plano de falla queda representado por el punto *D* de la Figura 2.3. Usando el procedimiento del polo de los esfuerzos (Deméneghi, Magaña y Sanginés, 2003) observamos que la inclinación del plano de falla, con respecto a la horizontal, vale

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Es decir, cuando se presenta el estado plástico activo del suelo, éste falla a través de planos que tienen una inclinación de $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, con respecto a la horizontal.

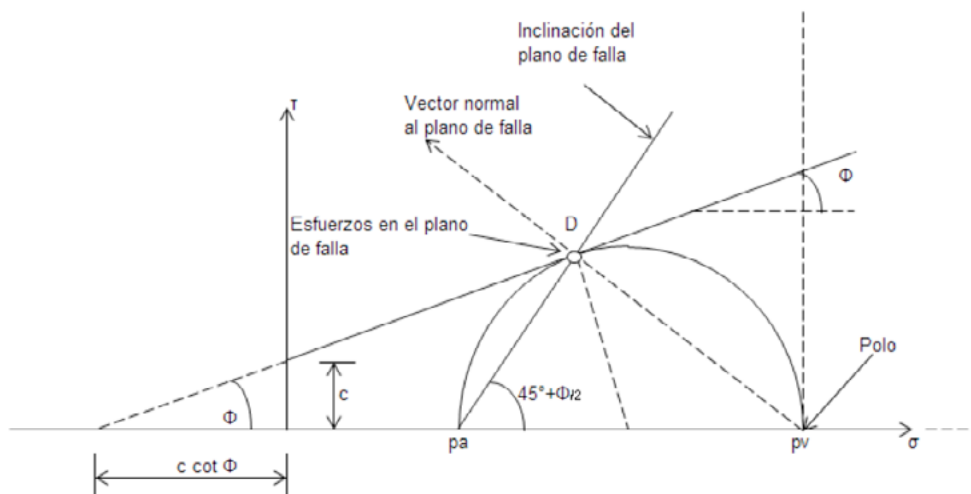


Figura 2.3. Inclinación del plano de falla

2.2 Cálculo de la presión pasiva

Ahora supongamos que la presión horizontal p_h sobre el elemento de la Figura 2.1 aumenta hasta que falla el suelo. Procediendo en forma análoga obtenemos

$$p_p = p_v \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)}} \quad (2.8)$$

$$p_p = p_v N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (2.9)$$

$$K = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.10)$$

En forma análoga, que para el caso activo se puede demostrar que la inclinación de los planos de falla cuando se presenta el estado plástico pasivo del suelo es de $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, con respecto a la horizontal.

2.3 Respuesta del esqueleto sólido de un suelo totalmente saturado

En mecánica de suelos las teorías que se desarrollan para el cálculo de las deformaciones, de la resistencia al corte, del empuje de tierras, de la capacidad de carga, etcétera, son válidas para un cuerpo sólido. Sin embargo, un suelo totalmente saturado está formado por dos fases: la fase sólida y la fase líquida; cuando el suelo está en reposo, la fase líquida no posee resistencia al corte y no se comporta como un sólido, por lo que las teorías mencionadas solo son aplicables a la estructura sólida del terreno. Dado que la presión que actúa sobre las partículas sólidas es la *presión efectiva*, cuando se quiera conocer la respuesta del esqueleto sólido se debe emplear en las fórmulas obtenidas justamente la presión efectiva en vez de la presión total.

2.4 Método de Rankine. Suelo puramente friccionante

En un suelo puramente friccionante $c = 0$. La Ecuación 2.3 queda

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \quad (2.11)$$

$$p_a = \frac{1}{N_\varphi} p_v = K_a p_v \quad (2.12)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \quad (2.13)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (2.14)$$

K_a se denomina coeficiente de presión activa del suelo friccionante.

Si el suelo está sometido únicamente a peso propio (sin sobrecarga), la fuerza resultante de la presión activa, actuando sobre un muro de altura total H , por unidad de longitud del muro, vale

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) K_a \gamma H^2 \quad (2.15)$$

El punto de aplicación de E_a queda a $H/3$, medido a partir de la base del muro.

Para la condición de empuje pasivo, usando la Ecuación 2.8

$$p_p = p_v \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} \quad (2.16)$$

$$p_p = K_p p_v \quad (2.17)$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} \quad (2.18)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (2.19)$$

La fuerza resultante pasiva sobre un muro de altura total H vale

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\right) K_p \gamma H^2 \quad (2.20)$$

El punto de aplicación de E_p queda a $H/3$, medido a partir de la base del muro.

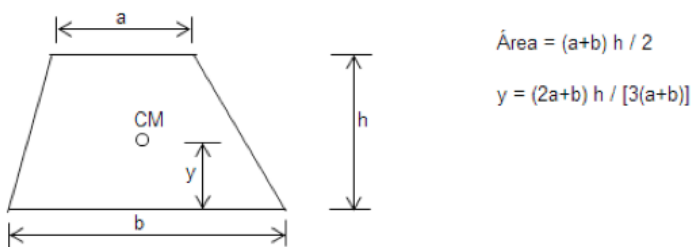


Figura 2.4. Área y centroide de un trapecio

2.4.1 Ejemplo 2.E.1. Cálculo de empuje activo en un muro de retención

Calcular la magnitud y punto de aplicación del empuje activo E_a del muro de retención de la figura 2.E.1. Utilizar el método de Rankine. Considerar las siguientes condiciones:

- a) Suelo seco. Nivel de agua freática (NAF) bajo la base del muro
- b) Suelo totalmente saturado debido a una fuerte lluvia, pero muro con un eficiente sistema de drenaje
- c) NAF en la superficie del relleno. No existe drenaje en el muro
- d) NAF a 2 m de profundidad bajo la corona del muro. Suelo totalmente saturado entre 0 y 2 m de profundidad

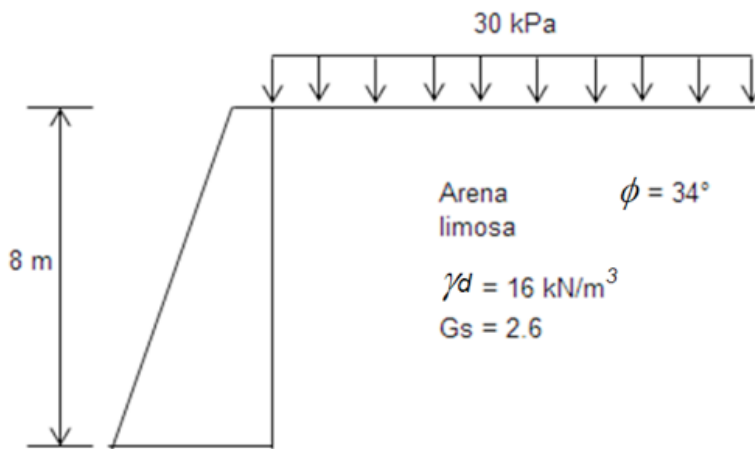


Figura 2.E.1.1 Muro de retención

Solución

El coeficiente activo vale $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ - 34^\circ/2) = 0.2827$

a) La presión activa (Ecuación 2.15) $p_a = K_a p_v$

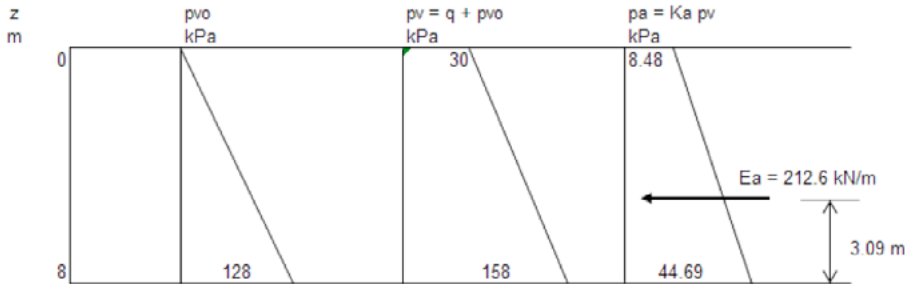
Para el cálculo del empuje activo E_a usamos las siguientes fórmulas para un trapecio (Figura 2.4)

$$\text{Área} = \frac{a+b}{2} h \quad (2.21)$$

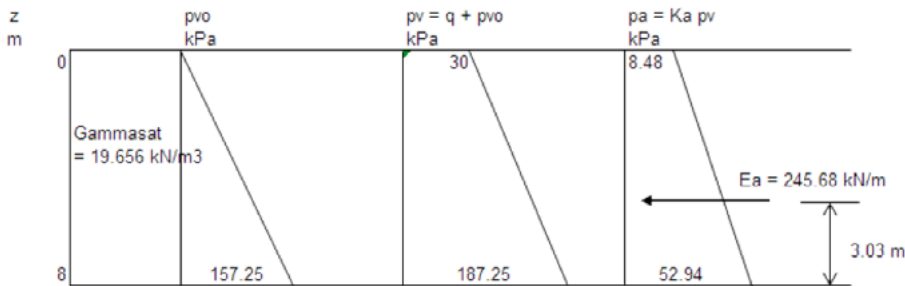
$$y = \frac{2a+b}{3(a+b)} h \quad (2.22)$$

Los diagramas de presión se muestran en la figura 2.E.1.2a.

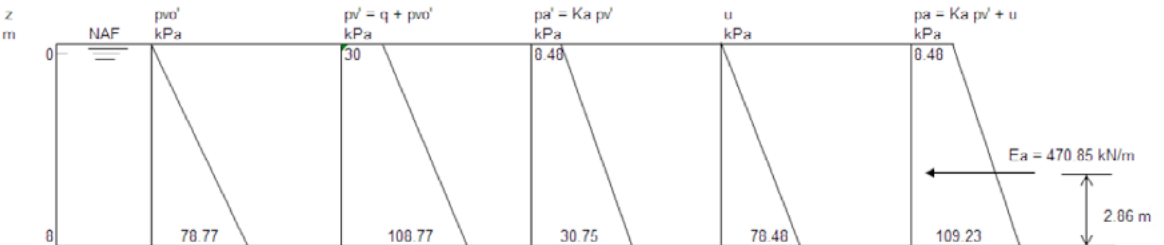
(a) Suelo seco



(b) Suelo saturado, con drenaje



(c) NAF en la superficie



(d) NAF a 2 m de profundidad

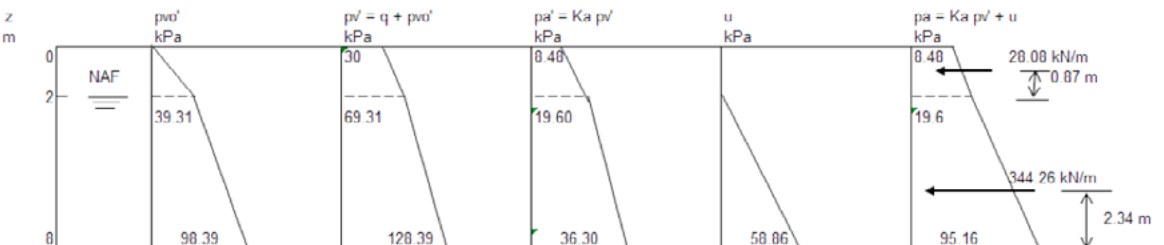


Figura 2.E.1.2. Cálculo de los empujes de tierra

b) La presión activa $p_a = K_a p_v$, usando $\gamma_{sat} = 19.656 \frac{kN}{m^3}$

Los diagramas de presión se exhiben en la Figura 2.E.1.2b

c) La presión horizontal sobre el muro vale $p_a = K_a p'_v + u$

Los diagramas de presión vertical y horizontal se muestran en la Figura 2.E.1.2c

d) La presión horizontal sobre el muro vale $p_a = K_a p'_v + u$

Los diagramas de presión vertical y horizontal se muestran en la Figura 2.E.1.2d

2.5 Método de Rankine. Suelo puramente cohesivo

En un material puramente cohesivo $\phi = 0$. Para el caso activo la Ecuación 2.3 queda

$$p_a = p_v - 2c \quad (2.23)$$

Para la condición de empuje pasivo, con la Ecuación 2.8 hallamos

$$p_p = p_v + 2c \quad (2.24)$$

2.6 Altura crítica de un corte vertical

Consideremos que hacemos un corte vertical en un suelo puramente cohesivo (Figura 2.5). El empuje activo total horizontal vale

$$E_a = \int_0^H p_v dz - 2cH \quad (2.25)$$

Si no existe sobrecarga $p_v = \gamma z$. La Ecuación 2.25 queda

$$E_a = \int_0^H \gamma z dz - 2cH \quad (2.26)$$

El corte se sostiene cuando el empuje $E_a = \sigma$. Reemplazando en la Ecuación 2.26

$$H = H_{crit} = 4c/\gamma \quad (2.27)$$

La Ecuación 2.27 proporciona la altura máxima de un corte vertical en un material puramente cohesivo (sin sobrecarga en la corona). La altura de trabajo H_t la obtenemos

$$H_t = \frac{H_{crit}}{FS} \quad (2.28)$$

donde FS = factor de seguridad. Si usamos un $FS = 2$

$$H_t = \frac{H_{crit}}{2}$$

Debido a la cohesión del suelo, al disminuir la presión horizontal en un corte vertical se pueden producir esfuerzos de tensión en el terreno, y presentarse grietas en la corona del corte. Considerando una sobrecarga nula sobre la excavación, la profundidad de estas grietas de tensión se obtiene haciendo $p_a = \sigma$ en la Ecuación 2.23

$$\begin{aligned} \gamma z &= 2c \\ z &= 2c/\gamma \end{aligned} \quad (2.28')$$

La Ecuación 2.28' mide la profundidad de las grietas de tensión que se presentan en la corona de un corte vertical, practicado en un material puramente cohesivo.

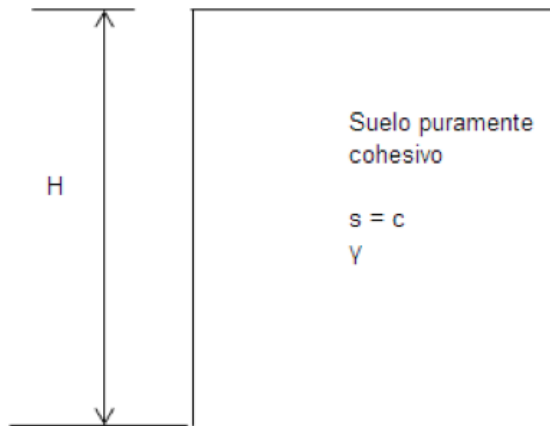


Figura 2.5. Corte vertical en un material puramente cohesivo

2.7 Método semiempírico de Terzaghi (Juárez y Rico, 1998)

Debido a lo poco conveniente de las teorías clásicas, antes únicas y a la falta de otras de superior arrastre, se han desarrollado en el pasado algunos métodos empíricos y semiempíricos para la evaluación de los empujes ejercidos por los rellenos de tierra contra los elementos de soporte. El Dr. Terzaghi ha propuesto un método específico que reúne una buena parte de la experiencia anterior con la suya propia y que sustituye quizá, el método más seguro para la valuación de empujes contra elementos de soporte, con tal de que estos caigan dentro del campo de aplicabilidad del método propuesto, desgraciadamente restringido a muros de escasa altura (alrededor de unos 7 m como máximo).

El primer paso para la aplicación del método estriba en encasillar el material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los cinco tipos siguientes:

- I. Suelo granular grueso, sin finos.
- II. Suelo granular grueso, con finos limosos.

- III. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

En general, los tipos de suelo IV y V no son deseables como suelo de relleno, deben ser evitados siempre que sea posible; en particular, el tipo V debe considerarse absolutamente rechazable cuando haya riesgo de que pueda entrar agua a los huecos entre los fragmentos de arcilla, provocando su expansión y el correspondiente aumento de las presiones sobre el muro.

Si por alguna razón, que siempre procurará evitarse, el muro fuera a proyectarse antes de conocer el material que se usará como relleno, deberá realizarse el proyecto sobre las bases más desfavorables. El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del terreno y la condición de cargas.

1. La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
2. La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
3. La superficie del terreno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
4. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso, el problema puede resolverse aplicando las fórmulas:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad (2.29)$$

$$E_v = \frac{1}{2} K_v H^2 \quad (2.30)$$

que proporcionan las componentes horizontal y vertical del empuje actuante en el plano vertical, que pasa por el punto extremo inferior del muro en el lado del relleno (Figura 2.6).

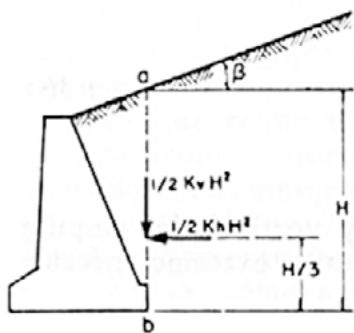
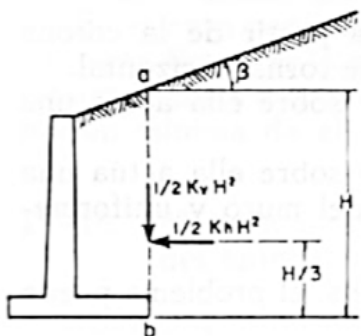
En la Figura 2.6 se muestran gráficas que permiten obtener los valores de K_H y K_v , necesarios para la aplicación de las fórmulas anteriores, en función de la inclinación de la superficie del relleno y del tipo de material con que haya de trabajarse. Deberá notarse en la figura citada el criterio empleado para medir la altura H .

Las expresiones y gráficas anteriores proporcionan el valor del empuje por metro lineal del muro. El empuje deberá aplicarse a la altura $H/3$, contada del paño inferior del muro.

En el caso de trabajar con relleno del tipo V , el valor de H considerado en los cálculos debe reducirse en 1.20 m respecto al usual y el empuje obtenido debe considerarse aplicado a la altura

$$d' = \frac{1}{3} (H - 1.20) \quad (2.31)$$

contada a partir del nivel inferior del muro.



Los números en las curvas indican el tipo de material

Para materiales del tipo 5, los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 1.20 m

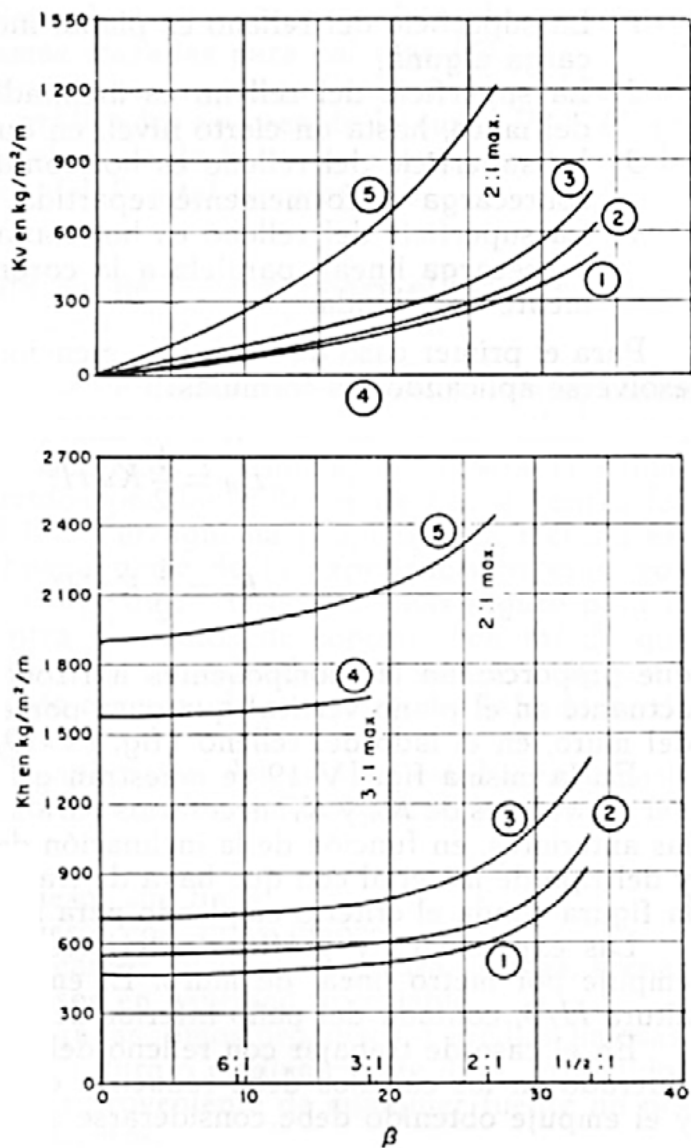


Figura 2.6. Gráficos para determinar el empuje de rellenos con superficie plana, según Terzaghi (Juárez y Rico, 1998)

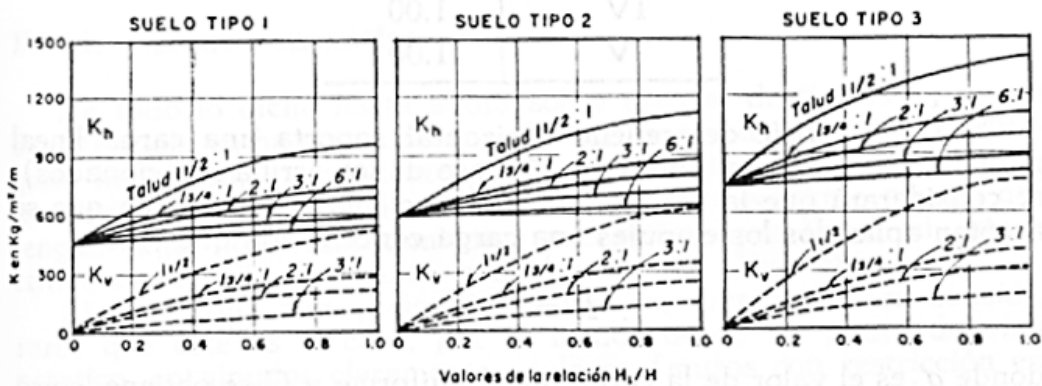
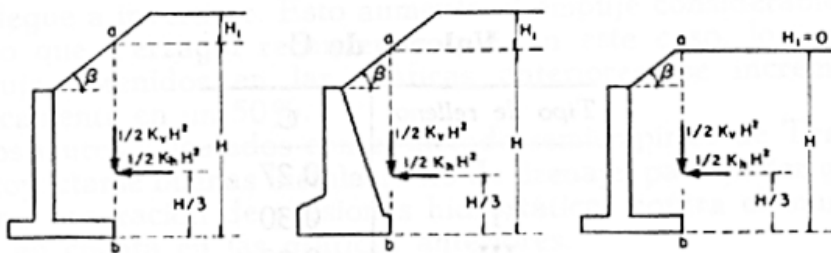
Cuando el relleno tiene superficie inclinada hasta una cierta altura y después se hace horizontal (caso 2 de los antes considerados), los valores de K_H y K_V deberán obtenerse de las gráficas de la Figura 2.7.

En la misma figura (Figura 2.7) se muestran las convenciones a que deberán ajustarse las mediciones de las alturas usadas, los puntos y planos de aplicación del empuje, etc. La altura del punto de aplicación, cuando el relleno sea del tipo 5, también será la dada por la Ecuación 2.31, usando en ella el valor de $H-1.20$ m.

Cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecarga uniformemente distribuida (caso 3 de los antes citados), la presión horizontal sobre la cara del plano vertical en que se supone actúa el empuje, deberá incrementarse uniformemente en:

$$p = Cq \tag{2.32}$$

Donde q es el valor de la sobrecarga uniformemente repartida, en las unidades apropiadas. El valor de C de la fórmula anterior se escogerá de la Tabla 2.1.



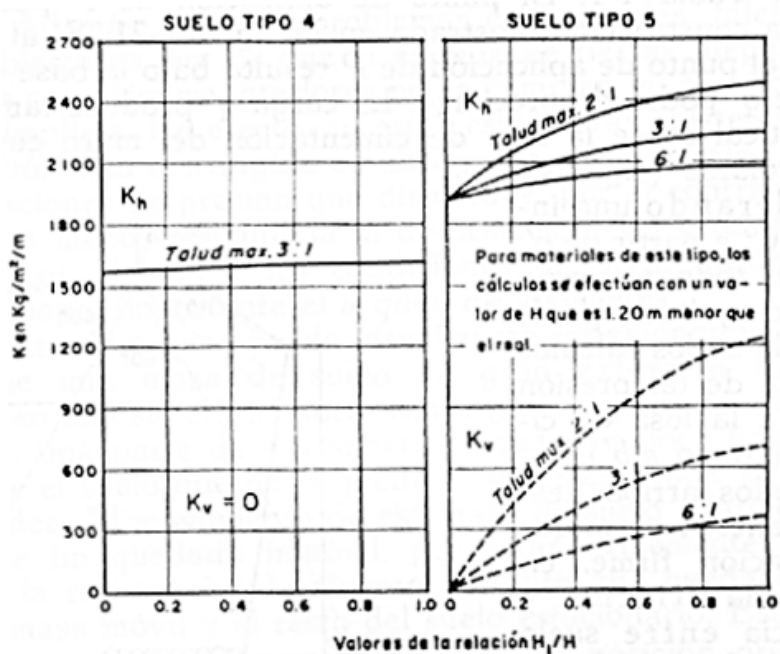


Figura 2.7. Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate (Juárez y Rico, 1998)

Tabla 2.1 Valores de C. Modificada de (Juárez y Rico, 1998)

Tipo de relleno	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Si la superficie del relleno horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona y uniforme (cuarto caso de los antes mencionados), se considerará que la carga ejercida sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes es una carga concentrada, que vale:

$$P = Cq' \quad (2.33)$$

Donde q es el valor de la carga lineal uniforme y C se obtiene, como antes, de la Tabla 2.1. El punto de aplicación de P puede obtenerse con la construcción mostrada en la Figura 2.8. Si al trazar la línea a 40° el punto de aplicación de P resulta bajo la base del muro, el efecto de q' podrá despreciarse. La carga q' produce también una presión vertical sobre la losa de cimentación del muro, cuyo efecto podrá calcularse (Figura 2.8) considerando una influencia a 60° a partir de q' , uniforme en todo el tramo ab y de magnitud q'/ab , considerando en los cálculos solo la parte de tal presión que afecte a la losa de cimentación (tramo $a'b'$).

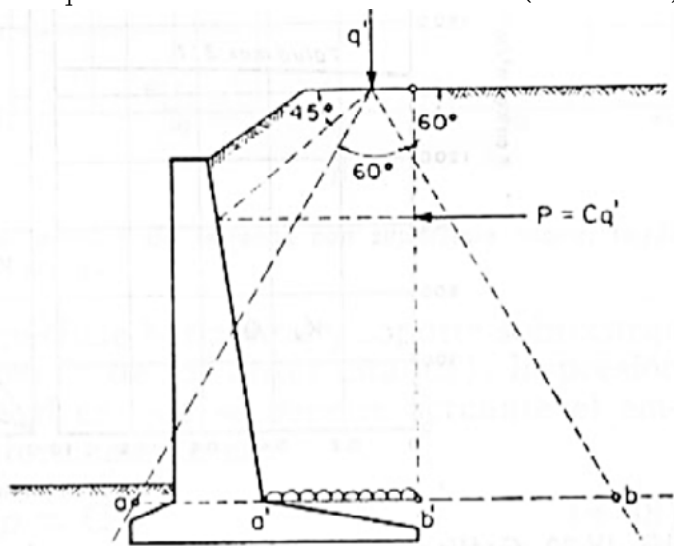


Figura 2.8. Método para calcular la influencia de una sobrecarga lineal (Método de Terzaghi)

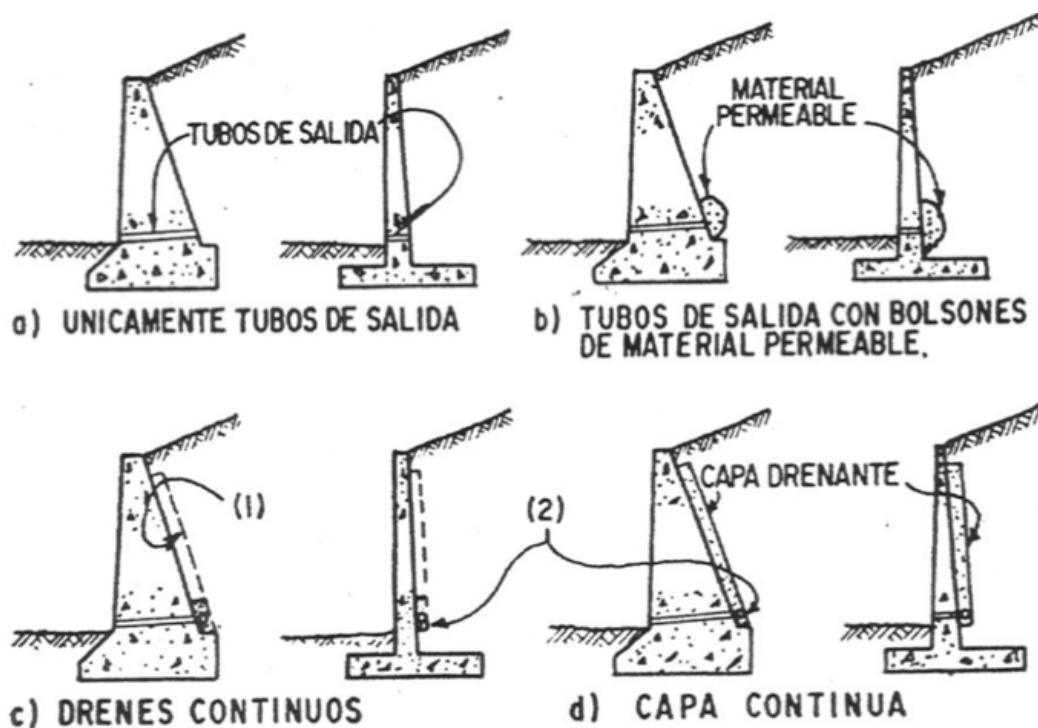
Los métodos antes descritos se refieren a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre el suelo y muro está dirigida hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Si el muro descansa en terreno blando su asentamiento

puede hacer que la componente vertical del empuje llegue a invertirse. Esto aumenta el empuje considerablemente, por lo que Terzaghi recomienda que, en este caso, los valores del empuje obtenidos en las gráficas anteriores se incrementen sistemáticamente en un 50%.

En los muros calculados con el método semiempírico de Terzaghi deben proyectarse buenas instalaciones de drenaje, para poder garantizar la no generación de presiones hidrostáticas contra el muro, no tomadas en cuenta en las gráficas anteriores.

2.8 Drenaje en muros de retención

En la Figura 2.9 se presentan algunos sistemas de drenaje en muros de retención.





- (1) Dren continuo horizontal uniendo los tubos de salida con drenes verticales en el respaldo dispuestos entre los tubos
- (2) Dren continuo horizontal con descarga lateral, en vez de dos tubos de salida. Puede tener drenes verticales intermedios

Figura 2.9. Sistemas de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno (modificada de (Rico y Castillo, 1974))

2.9 Método de Coulomb

Sea el muro de retención mostrado en la Figura 2.10. El significado de las literales es el siguiente:

W = peso de la cuña

Q = sobrecarga sobre la cuña

S_h = fuerza sísmica horizontal

S_v = fuerza sísmica vertical

C = fuerza resistente debida a la cohesión del suelo

F = fuerza resistente debida a la fricción del suelo

U = fuerza de subpresión hidráulica

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

C_m = fuerza resistente debida a la adherencia entre muro y suelo

δ = ángulo de fricción interna entre muro y suelo

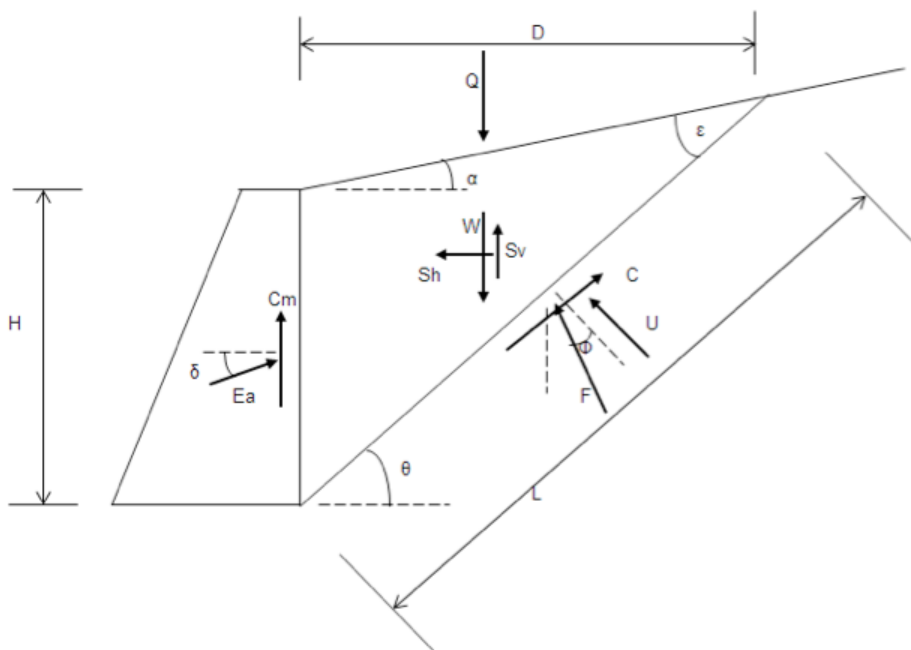


Figura 2.10. Cuña de deslizamiento. Método de Coulomb

Establezcamos el equilibrio de fuerzas en direcciones x y y

$$\sum F_x = E_a \cos(\delta) - S_h + C \cdot \cos(\theta) - F \cdot \text{sen}(\theta - \varphi) - U \cdot \text{sen}(\theta) = \quad (2.34)$$

$$\sum F_y = -W - Q + C_m + S_v + E_a \text{sen}(\delta) + F \cos(\theta - \varphi) + C \text{sen}(\theta) + U \cos(\theta) = \quad (2.35)$$

De la Ecuación 2.34 despejamos F

$$F = \frac{W + Q - C_m - S_v - E_a \text{sen}(\delta) - C \cdot \text{sen}(\theta) - U \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta - \varphi)} \quad (2.36)$$

Sustituimos en la Ecuación 2.35

$$E_a = \frac{S_h - C \cdot \cos(\theta) + U \cdot \text{sen}(\theta) + \tan(\theta - \varphi)(W + Q - C_m - S_v - C \cdot \text{sen}(\theta) - U \cdot \cos(\theta))}{\cos(\delta) + \tan(\theta - \varphi) \cdot \text{sen}(\delta)} \quad (2.36)$$

El valor máximo del empuje sobre la pared vertical del muro de la Figura 2.10 se obtiene variando el ángulo θ en la Ecuación 2.37, hasta hallar el máximo de E_a en dicha ecuación.

El uso de la Ecuación 2.37 tiene la ventaja de que se puede programar en hoja de cálculo de cualquier computadora.

2.9.1 Fórmulas para el cálculo del empuje de tierras

Se emplean las siguientes fórmulas (Figura 2.10)

$$\epsilon = \theta - \alpha \quad (2.38)$$

$$L = H \left[\frac{\text{sen}(90^\circ + \alpha)}{\text{sen}(\epsilon)} \right] \quad (2.39)$$

$$A = HL \frac{\cos(\theta)}{2} \quad (2.40)$$

$$W = \gamma \cdot A \quad (2.41)$$

$$D = L \cos(\theta) \quad (2.42)$$

$$Q = qD \quad (2.43)$$

$$C = cL \quad (2.44)$$

$$C_m = c_m H \quad (2.45)$$

$$S_h = c_{sh}(W + Q) \quad (2.46)$$

$$S_v = c_{sv}(W + Q) \quad (2.47)$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

2.9.1.1 Ejemplo 2.E.2. Determinación del empuje de tierra sobre un muro de retención

Determinar el empuje de tierra sobre un muro de retención que tiene las siguientes características:

$H = 4$ m, $\phi = 34^\circ$, $c = 0$, $\delta = 0$, $cm = 0$, $\gamma = 18$ kN/m³, $q = 30$ kPa, $a = 0$, $c_{sh} = 0.053$, $c_{sv} = 0$, considerando una cuña de deslizamiento con $\theta = 55^\circ$.

Solución

Aplicando las Ecuaciones 2.38 a 2.47, obtenemos

$$\varepsilon = 55^\circ$$

$$L = 4.8831 \text{ m}$$

$$A = 5.6017 \text{ m}^2$$

$$W = 100.830 \text{ kN}$$

$$D = 2.8008 \text{ m}$$

$$Q = 84.025 \text{ kN}$$

$$C = C_m = 0$$

$$Sh = 9.7973 \text{ kN}$$

Reemplazando en la Ecuación 2.37

$$E_a = 80.756 \text{ kN}$$

Resolviendo el problema en hoja de cálculo de computadora, se halla un empuje máximo

$$E_{am\acute{a}x} = 82.42 \text{ kN}, \text{ que corresponde a un ángulo } \theta = 60^\circ.$$

2.10 Fórmula de Mononobe-Okabe

Dado el muro de retención de la Figura 2.11, el empuje de tierras sobre el mismo vale (Ovando *et al.*, 1979; Das, 2001)

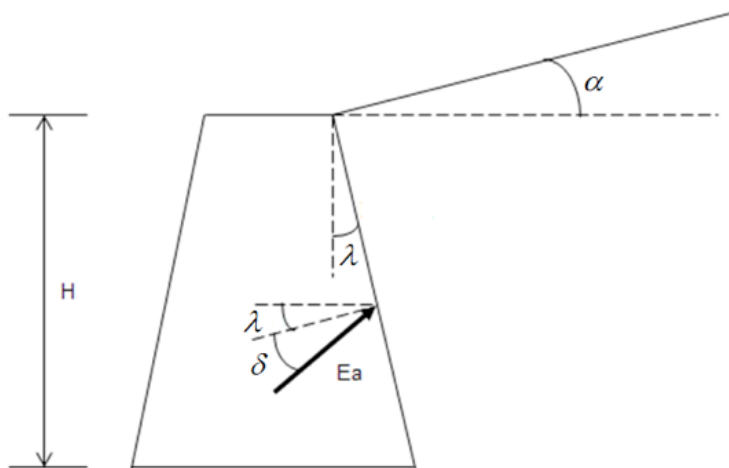


Figura 2.11. Cálculo del empuje sobre un muro de retención, fórmula de Mononobe-Okabe

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - c_{sv}) K_a \quad (2.48)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \zeta - \lambda)}{\cos(\zeta) \cos^2(\lambda) \cos(\delta + \lambda + \zeta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \zeta - \alpha)}{\cos(\delta + \lambda + \zeta) \cos(\alpha - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.49)$$

donde

γ = peso volumétrico del relleno

ϕ = ángulo de fricción interna del relleno

δ = ángulo de fricción entre la pared y el relleno

λ = ángulo del muro con la vertical

α = inclinación del relleno

$$\zeta = \tan^{-1} \left[\frac{c_{sh}}{(1 - c_{sv})} \right] \quad (2.50)$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

La Ecuación 2.48 da el empuje activo máximo generado por un suelo en estado de equilibrio límite (estado activo) y de inclinación α con la horizontal (Figura 2.11).

Cuando se considera el efecto sísmico, se recomienda que el punto de aplicación del empuje E_a quede a la mitad de la altura del muro.

2.11 Análisis y diseño de muros de retención de mampostería

La revisión de la seguridad de un muro consta de tres etapas:

1. Estabilidad regional
2. Estabilidad externa
3. Estabilidad interna

2.11.1 Estabilidad regional

Se revisa la seguridad del muro por problemas de estabilidad regional, como por ejemplo fallas de taludes en grandes áreas, erosión regional (externa o interna), presencia de oquedades o cavernas en el subsuelo, agrietamiento del terreno por sismos de alta intensidad, etcétera.

2.11.2 Estabilidad externa

La estabilidad externa se revisa por los siguientes conceptos:

- a) Volteo
- b) Deslizamiento
- c) Seguridad del terreno de cimentación

2.11.2.1 Volteo

En términos generales, el factor de seguridad para prevenir una falla de cierto tipo, se define de la siguiente forma

$$FS = \frac{\text{Sumatoria de elementos mecánicos resistentes}}{\text{Sumatoria de elementos mecánicos resistentes}} \quad (2.51)$$

De acuerdo con lo anterior, el factor de seguridad por volteo es:

$$FS_v = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} \quad (2.52)$$

donde

$\sum M_R$ = sumatoria de momentos resistentes

$\sum M_A$ = sumatoria de momentos actuantes

Los momentos se toman con respecto a un eje que pasa por el punto A de la Figura 2.12. Como ejemplo, en la Figura 2.13 se muestran los empujes de tierra que actúan sobre un plano vertical trazado a partir del talón (punto B) del muro.

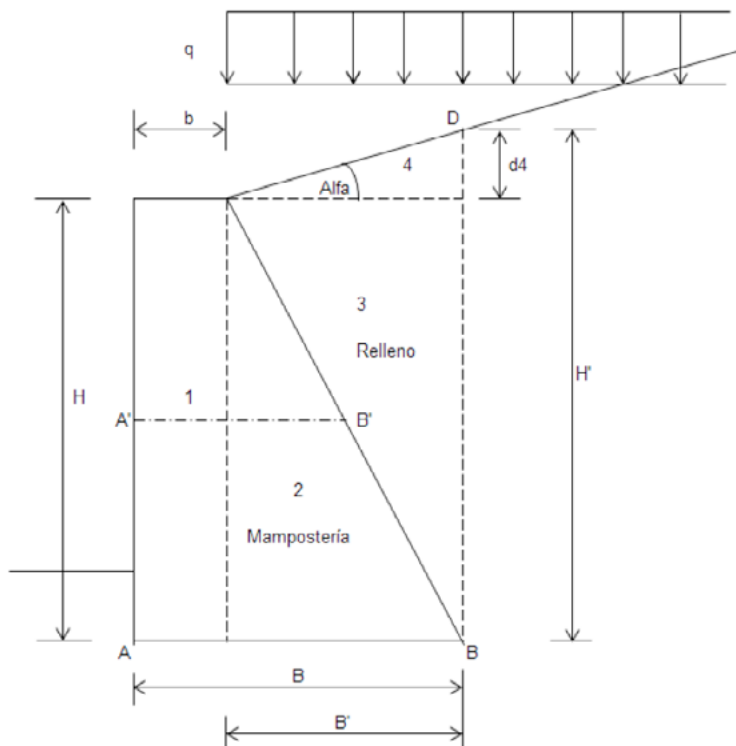


Figura 2.12. Cálculo de fuerzas en muro de retención

2.11.2.2 Deslizamiento

El factor de seguridad para prevenir el deslizamiento se define

$$FS_d = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A} \quad (2.53)$$

donde

ΣF_R = sumatoria de fuerzas resistentes

ΣF_A = sumatoria de fuerzas actuantes

Las fuerzas se calculan a lo largo del posible plano de deslizamiento *AB* de la Figura 2.12.

La fuerza de fricción entre la base del muro y un suelo friccionante es igual a la fuerza normal en la base, multiplicada por el coeficiente de fricción, μ , entre suelo y base. En un suelo friccionante sin finos, μ es del orden de 0.55, y si el suelo contiene limo, el valor de $\mu = 0.45$. Cuando el muro descansa sobre un suelo fino, inmediatamente antes de construir el cimiento del muro, se deben remover los últimos 10 cm de suelo y reemplazarlos por una capa del mismo espesor de arena o arena con grava bien compactada; en este caso se puede tomar $\mu = 0.35$. Sin embargo, si la resistencia no drenada s_u del suelo cohesivo es menor que la resistencia por fricción, el deslizamiento puede ocurrir a lo largo del suelo fino, en cuyo caso la fuerza resistente se debe obtener a partir de la cohesión s_u del terreno de cimentación (Terzaghi y Peck, 1967).

2.11.2.3 Seguridad del terreno de cimentación

La revisión de la seguridad del terreno de cimentación se lleva a cabo verificando que no se exceda la capacidad de carga admisible por resistencia al corte del terreno y que las deformaciones del mismo

no superen las deformaciones permisibles del muro de retención. Este tema se estudiará en el siguiente capítulo.

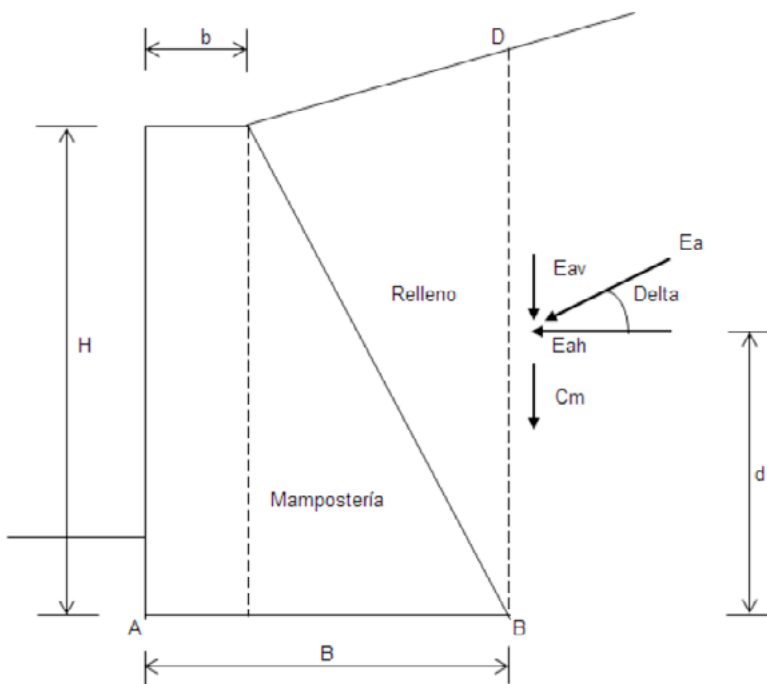


Figura 2.13. Empujes sobre la cara BD

2.11.3 Estabilidad interna

Como se trata de un muro de mampostería de piedra, no deben obrar en él esfuerzos de tensión. Por lo tanto, se verifica en varias secciones horizontales del muro que no se presenten esfuerzos de tensión.

Los esfuerzos se calculan usando la fórmula de la escuadría

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad (2.54)$$

donde

N = fuerza normal sobre la sección

A = área de la sección

M = momento flexionante actuando alrededor de un eje que pasa por el centroide de la sección

I = momento de inercia de la sección

y = distancia del centroide al punto donde se calcula el esfuerzo

Tomemos como ejemplo la sección $A'B'$ de la Figura 2.12, situada digamos a la mitad de la altura del muro. En la Figura 2.13 se exhiben los empujes de tierra que obran por arriba de la sección $A'B'$. Los esfuerzos en los puntos extremos A' y B' valen, aplicando la Ecuación 2.54

$$\sigma_a = \frac{N}{B_1 L} + 6 \frac{M}{L(B_1)^2} \quad (2.55)$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B_1 L} - 6 \frac{M}{L(B_1)^2} \quad (2.56)$$

donde

B_1 = ancho de la sección

L = longitud de la sección

Se revisa que el esfuerzo σ_a dado por la Ecuación 2.55 no supere la resistencia a la compresión de la mampostería, y que el esfuerzo σ_b dado por la ecuación 2.56 sea positivo, o, si es negativo, que sea menor, en valor absoluto, a la resistencia a la tensión de la mampostería.

2.11.4 Revisión de la seguridad de un muro de retención

Para el muro de la Figura 2.12, es usual calcular los empujes de tierra debidos a la sobrecarga q y al peso propio del relleno, actuando sobre la sección BD de la figura. La sobrecarga y el relleno que se

encuentran sobre el muro se consideran como parte integrante de este. Los pesos de muro y relleno se computan tomando las cuatro áreas indicadas en la figura. La altura sobre la que obran los empujes vale (Figura 2.12)

$$H' = H + d_4 = H + B' \tan \alpha \quad (2.57)$$

$$B' = B - b \quad (2.58)$$

Cuando se hace la revisión en condiciones sísmicas, además de los empujes debidos al temblor, se deben considerar las fuerzas de inercia de las cuatro áreas de la Figura 2.12.

Las fuerzas que obran sobre el plano BD son las mostradas en la Figura 2.13. El cómputo de los momentos actuantes se lleva a cabo descomponiendo la fuerza E_a en una componente horizontal y en una componente vertical:

$$E_{ah} = E_a \quad (2.59)$$

$$E_{av} = E_a \operatorname{sen} \delta \quad (2.60)$$

Por ejemplo, la sumatoria de momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A valdrá (Figura 2.13)

$$\Sigma M_A = E_{ah}d - E_{av}B - C_m B$$

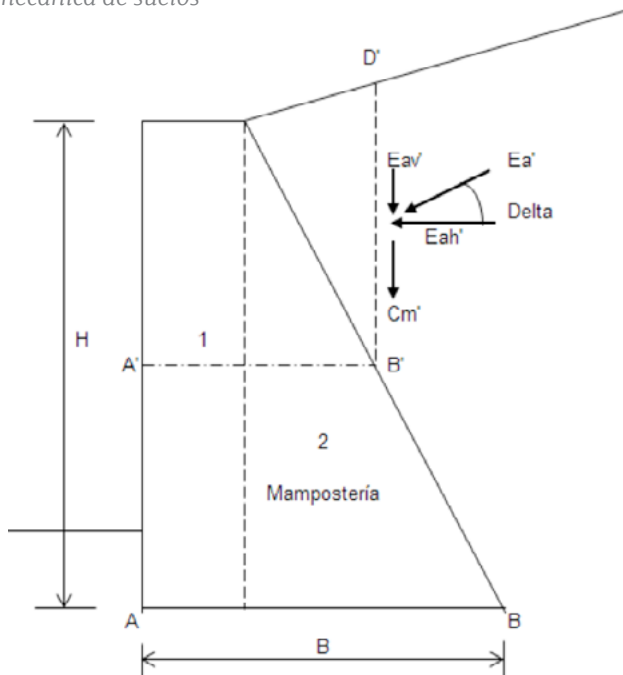


Figura 2.14. Empujes sobre la cara $B'D'$. Sección a la mitad de la altura del muro

En la Tabla 2.2 se exhiben factores de seguridad tentativos para volteo y deslizamiento, los cuales deben usarse únicamente para fines de anteproyecto. Las magnitudes de estos factores pueden variar ampliamente en función de la clase de obra que se esté analizando.

Para la determinación de los esfuerzos internos, las fuerzas actuantes para el cómputo de los esfuerzos en la sección $A'B'$ se exhiben en la Figura 2.14.

Tabla 2.2. Factores de seguridad mínimos tentativos

	Volteo	Deslizamiento
Sin sismo	2.0	1.5
Con sismo	1.5	1.2

Nota: Las magnitudes de estos factores pueden variar ampliamente en función de la clase de obra que se esté analizando.

2.11.4.1 Ejemplo 2.E.3. Revisión de la seguridad en un muro de retención

Revisar la seguridad del muro de retención de la Figura 2.E.3.1. Usar los factores de seguridad tentativos de la Tabla 2.2, un coeficiente de fricción entre muro y suelo $\mu = 0.45$, con las siguientes propiedades de la mampostería de piedra braza:

Resistencia a la compresión: 1000 kPa

Resistencia a la tensión: 50 kPa

$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$

En el relleno de arena limosa: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\phi = 36^\circ$.

Para la revisión por sismo tomar $c_{sh} = 0.053$ y $c_{sv} = 0$.

Suponer que no existen problemas de estabilidad regional.

Para el cálculo del empuje de tierras usar la fórmula de Mononobe-Okabe.

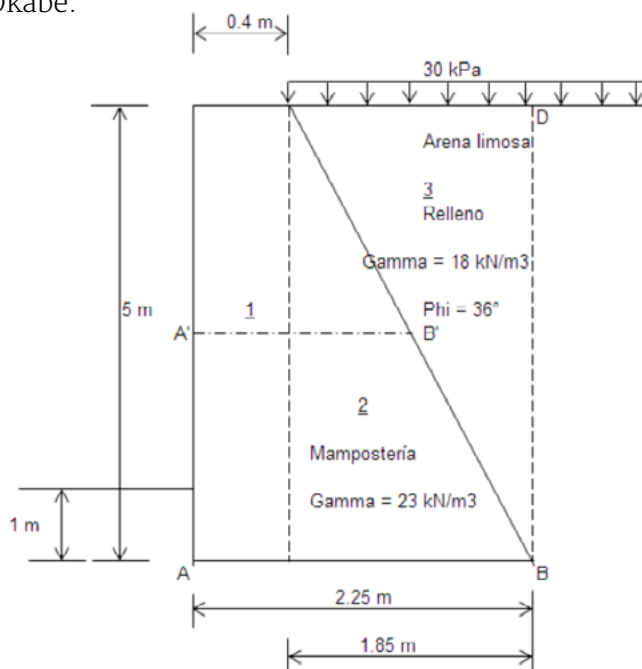


Figura 2.E.3.1 Muro de retención. Ejemplo

Solución

Usando la fórmula de Mononobe-Okabe (Ecuación 2.48), con $\delta = \phi = 36^\circ$, se obtienen los siguientes empujes obrando sobre la cara *BD* (Figura 2.E.3.1):

Sin sismo: $K_a = 0.2412$, $E_{aq} = 36.187$ kN, $h_q = 5/2 = 2.5$ m, $E_{ar} = 54.280$ kN, $h_r = 5/3 = 1.667$ m. Aplicando las Ecuaciones 2.59 y 2.60 (con $\delta = \phi = 36^\circ$) obtenemos los empujes horizontales y verticales mostrados en la Figura 2.E.3.2.

Con sismo: $K_a = 0.2751$, $E_{aq} = 41.265$ kN, $h_q = 5/2 = 2.5$ m, $E_{ar} = 61.897$ kN, $h_r = 5/2 = 2.5$ m. Usando las ecuaciones 2.59 y 2.60 se determinan los empujes mostrados en la Figura 2.E.3.4. Se considera que las fuerzas actúan por cada metro de longitud del muro.

En la Tabla 2.E.3.1 se muestran los pesos y las fuerzas de inercia horizontales (por sismo) de las cuatro áreas y de la sobrecarga de la Figura 2.E.3.1.

Presentamos a continuación únicamente la revisión de la seguridad del muro considerando el sismo. La revisión sin sismo es muy similar a esta.

Tabla 2.E.3.1. Pesos y fuerzas de inercia de las áreas y la sobrecarga del muro de la Figura 2.E.3.1

Área m ²	Peso kN	Fuerza sísmica horizontal kN
1	46	2.438
2	106.375	5.638
3	83.25	4.412
Sobrecarga	55.5	2.942
Suma	291.125	15.43

Tabla 2.E.3.2. Pesos y fuerzas de inercia arriba de la sección A'B' (Figura 2.E.3.1)

Área m ²	Peso kN	Fuerza sísmica horizontal kN
1	23	1.219
2	26.594	1.410
3	20.813	1.103
Sobrecarga	27.75	1.471
Sumas	98.157	

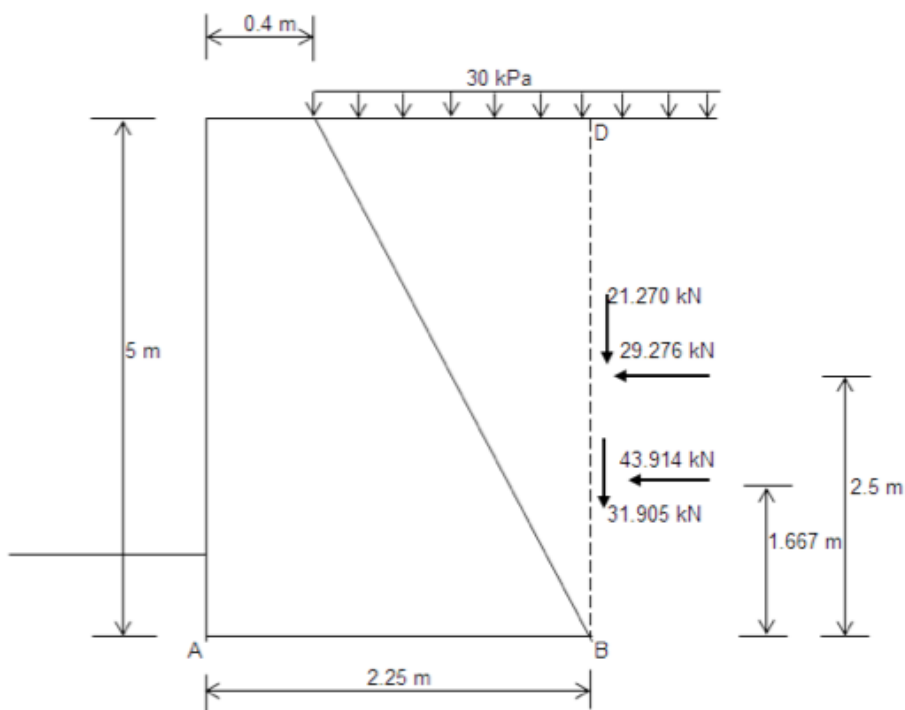


Figura 2.E.3.2. Fuerzas actuando en la cara BD sin sismo

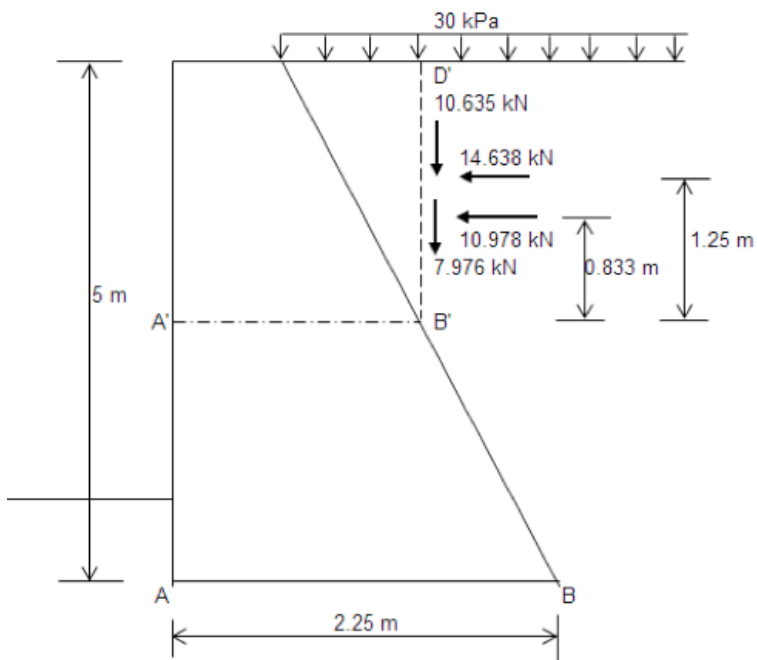


Figura 2.E.3.3. Fuerzas actuando en la cara $B'D'$, sección a la mitad de la altura del muro, sin sismo

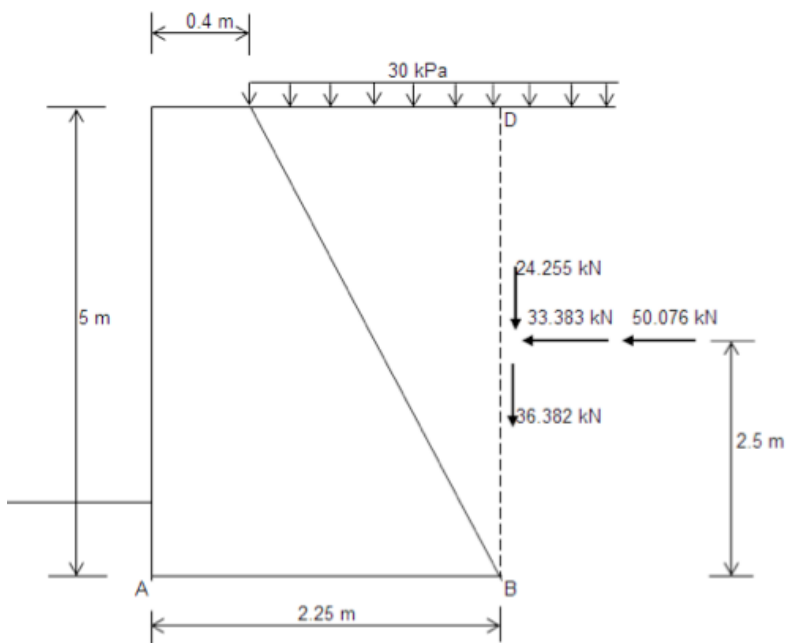


Figura 2.E.3.4. Fuerzas actuando en la cara BD , con sismo

Revisión de la seguridad con sismo

(Nota: los momentos y fuerzas actúan por unidad de longitud del muro)

Por Volteo

Los momentos se toman alrededor de un eje que pasa por el punto A (Figuras 2.E.3.2 y 2.E.3.4)

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= 46(0.2)+106.375(0.4+1.85/3)+83.25(0.4+1.85(2/3)) \\ &\quad +55.5(0.4+1.85/2) \\ &= 326.868 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= 33.383(2.5) - 24.555(2.25) + 50.076(2.5) - 36.382(2.25) + \\ &\quad 2.438(2.5)+5.638(5/3) + 4.412(2)(5)/3+2.942(5) \\ \Sigma M_A &= 117.123 \text{ kN m}\end{aligned}$$

Aplicando la Ecuación 2.52: $FS_v = 326.868/117.123 = 2.791 > 1.5$ \

Cumple

Por deslizamiento

Las fuerzas se calculan a lo largo de la base del muro (sección AB, Figuras 2.E.3.2 y 2.E.3.4)

$$\begin{aligned}\Sigma F_R &= [291.125+(24.255+36.382)](0.45) = 158.293 \text{ kN} \\ \Sigma F_A &= 15.43+33.383+50.076 = 98.889 \text{ kN}\end{aligned}$$

Aplicando la ecuación 2.50: $FS_d = 158.293/98.889 = 1.6 > 1.2$

∴ Cumple

Terreno de cimentación

Se revisará en el siguiente capítulo.

Estabilidad interna

Revisamos que los esfuerzos actuantes no excedan las resistencias admisibles a la compresión y a la tensión de la mampostería. Para ilustrar los cálculos, tomaremos como ejemplo una sección a la mitad del muro (sección A'B', Figura 2.E.3.2)

Usando la fórmula de Mononobe-Okabe, obtenemos los siguientes empujes (de la mitad del muro hacia arriba)

$$K_a = 0.2751, E_{aq}' = 20.632 \text{ kN}, h_q' = 2.5/2 = 1.25 \text{ m}, E_{ar}' = 15.474 \text{ kN}, \\ h_r' = 2.5/2 = 1.25 \text{ m}$$

Aplicando las Ecuaciones 2.59 y 2.60 (con $\delta = \phi = 36^\circ$) obtenemos los empujes horizontales y verticales mostrados en la Figura 2.E.3.5.

En la Tabla 2.E.3.2 se muestran los pesos de las tres áreas y de la sobrecarga que actúan arriba de la sección A'B' de la Figura 2.E.3.2

$$N = 98.157 + 12.127 + 9.096 = 119.38 \text{ kN}$$

$$B_1 = 0.4 + 1.85/2 = 1.325 \text{ m}$$

El momento lo calculamos con respecto al centro de la sección (a la mitad del ancho $B_1 = 1.325 \text{ m}$)

$$M = (16.692 + 12.519)(1.25) - (12.127 + 9.096)(0.6625) - 27.75(0.6625 - 0.4625) + 1.219(1.25) + 1.410(2.573) + 1.103(2/3)(2.5) + 1.471(2.5) = 25.118 \text{ kN m}$$

Reemplazando en la ecuación 2.55: $\sigma_a = 175.941 \text{ kPa} < 1000 \text{ kPa} \therefore$ Cumple

Reemplazando en la ecuación 2.56: $\sigma_b = 4.255 \text{ kPa} > 0 \therefore$ Cumple

En la Tabla 2.E.3.3 se exhiben los resultados de los análisis de seguridad, con sismo y sin sismo.

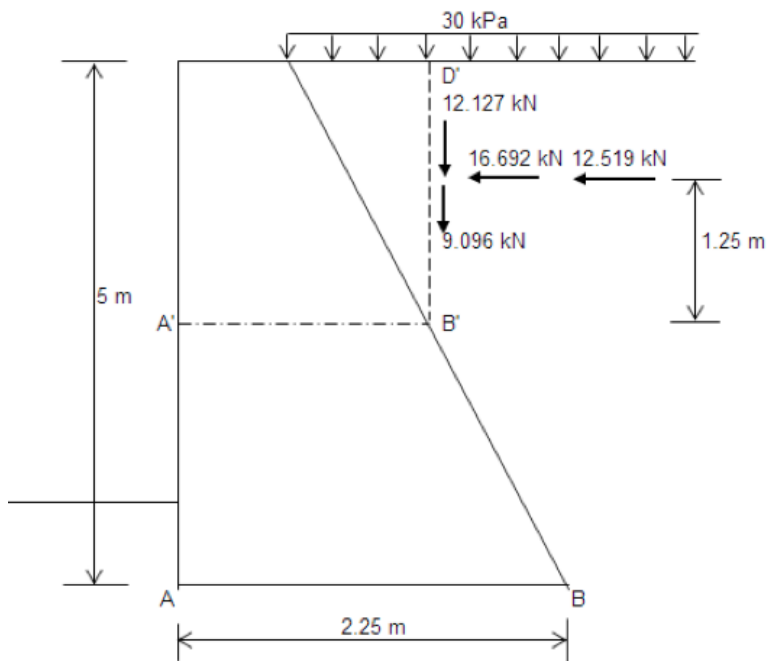


Figura 2.E.3.5. Fuerzas actuando en la cara B'D', sección a la mitad de la altura del muro, con sismo

Tabla 2.E.3.3. Resultados de los análisis de seguridad del muro de retención

	Volteo	Deslizamiento	Esfuerzos internos	
	FS_v	FS_d	σ_a kPa	σ_b kPa
Sin sismo	12.23	2.12	120.82	55.43
Con sismo	2.79	1.60	175.94	4.26

2.12 Tierra armada

En un muro de tierra armada se utilizan cintas de refuerzo dentro del relleno, que toman los esfuerzos de tensión que se generan en el suelo. Si las cintas o tiras son de acero, este debe protegerse contra la corrosión que podría sufrir durante la vida útil del muro.

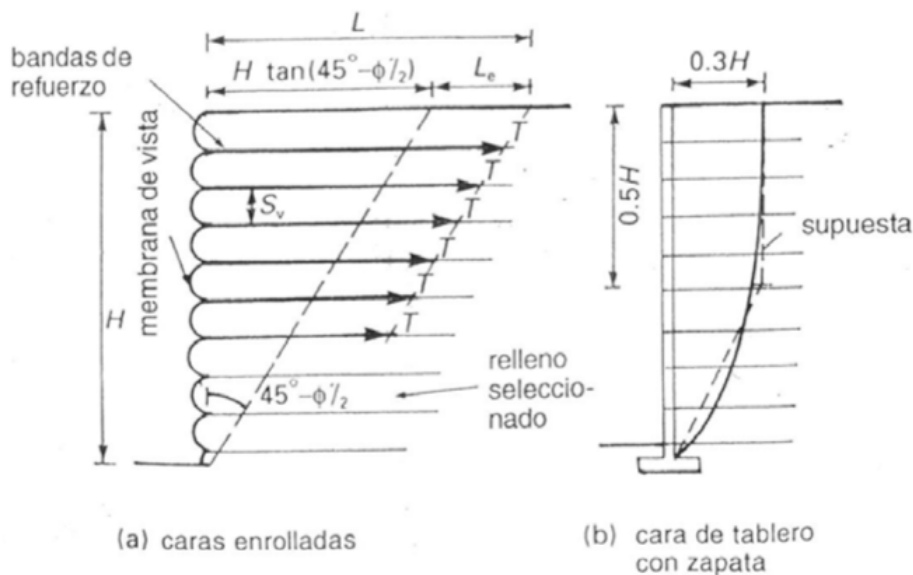


Figura 2.15. Pared de tierra reforzada (Whitlow, 1994)

Consideremos la tierra reforzada de la Figura 2.15 (Whitlow, 1994). La presión activa a la profundidad z vale

$$p_a = K_a p_v$$

La fuerza de tensión que debe resistir una banda de refuerzo a la profundidad z es

$$T_z = p_v K_a S_v S_h \quad (2.61)$$

El factor de seguridad contra la fuerza de tensión en una banda vale (Whitlow, 1994)

$$F_T = \frac{b \cdot t \cdot f_y}{T_z} = \frac{b \cdot t \cdot f_y}{p_v K_a s_v s_h} \quad (2.62)$$

Debemos dar a la banda una longitud de anclaje l_e . Así, la longitud necesaria de una banda, a la profundidad z es

$$L_z = (H-z) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + l_e \quad (2.63)$$

La resistencia por fricción en una cinta de dos caras es

$$R_\delta = 2p_v b \cdot l_e \cdot \tan \delta \quad (2.64)$$

El factor de seguridad contra falla por anclaje vale

$$F_p = \frac{R_\delta}{T_z} = \frac{2b \cdot l_e \cdot \tan \delta}{K_a s_v s_h} \quad (2.65)$$

La longitud necesaria de la banda valdrá

$$L_z = (H-z) \sqrt{K_a} + \frac{F_p K_a s_v s_h}{2b \cdot \tan \delta} \quad (2.66)$$

2.12.1 Ejemplo 2.E.4. Diseño de muro de tierra armada (Tomado de Whitlow, 1994).

Calcular las dimensiones de las cintas de refuerzo de un muro de tierra armada de 9 m de altura, formada por un relleno de arena con las siguientes propiedades: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$. Se usarán cintas de acero galvanizado con las siguientes especificaciones: $s_h = 1 \text{ m}$, $s_v = 0.5 \text{ m}$; $\delta = 24^\circ$; $f_y = 240 \text{ MPa}$; tasa de corrosión = 0.025 mm/año; vida útil = 50 años. Utilizar factores de seguridad iguales a 3, tanto para tensión como para anclaje.

Solución

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0.271$$

La fuerza de tensión máxima se presenta en la base del muro (Ecuación 2.61)

$$T_{zm\acute{a}x} = \gamma H K_a s_v s_h = 18(9)(0.271)(0.5)(1) = 21.95 \text{ kN}$$

El área de una sección transversal de una cinta es, de acuerdo con la Ecuación 2.62

$$b \cdot t = \frac{T_{zm\acute{a}x} F_T}{F_y} \quad (2.67)$$

$$b \cdot t = \frac{21.95(3)}{240000} = 0.000274375 \text{ m}^2 = 274.375 \text{ mm}^2$$

Si usamos $b = 75 \text{ mm}$, entonces $t = 3.658 \text{ mm}$

Agregamos espesor por corrosión: $0.025(50) = 1.25 \text{ mm}$

Espesor total de la cinta = $3.658 + 1.25 = 4.908 \text{ mm}$

Utilizamos cintas de refuerzo de 75 mm por 5 mm

La longitud de una cinta la determinamos con la Ecuación 2.65, para la cinta más cercana a la superficie ($z = 0.5 \text{ m}$). Para el resto usamos la misma longitud por razones constructivas.

$$L_z = (9 - 0.5) \sqrt{0.271} + \frac{3(0.271)(0.5)(1)}{2(0.271)(0.5)\tan(24^\circ)} = 10.5 \text{ m}$$

Comentario final

En los incisos anteriores se han empleado para la determinación de los empujes de tierra la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ del suelo. Las y los profesionales de la ingeniería deben tener presente que estos parámetros de resistencia pueden cambiar con el tiempo, sobre todo en lo que se refiere a la cohesión del terreno. Además, con frecuencia la cohesión del suelo disminuye con el tiempo, lo que puede dar lugar a un aumento de la presión sobre el elemento de retención con el transcurso del tiempo. Por lo tanto, deberá estimarse el mínimo valor de la cohesión, y usarlo para el cálculo de la presión del suelo.

Por otra parte, como se pudo observar en los ejemplos presentados en el cuerpo del capítulo, la presencia de presiones hidráulicas en el relleno aumenta en forma considerable el empuje de tierras sobre el muro de retención, por lo que deberá dotarse a este de un adecuado sistema de drenaje, que reduzca en forma significativa las presiones hidráulicas sobre el respaldo del elemento de retención.

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende como cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o bien, al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 2004).

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- b) Flotación
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación

3.1 Capacidad de carga última de un suelo

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, y de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi y Peck, 1967):

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el terreno falla como se indica en la Figura 3.1, a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico; actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.

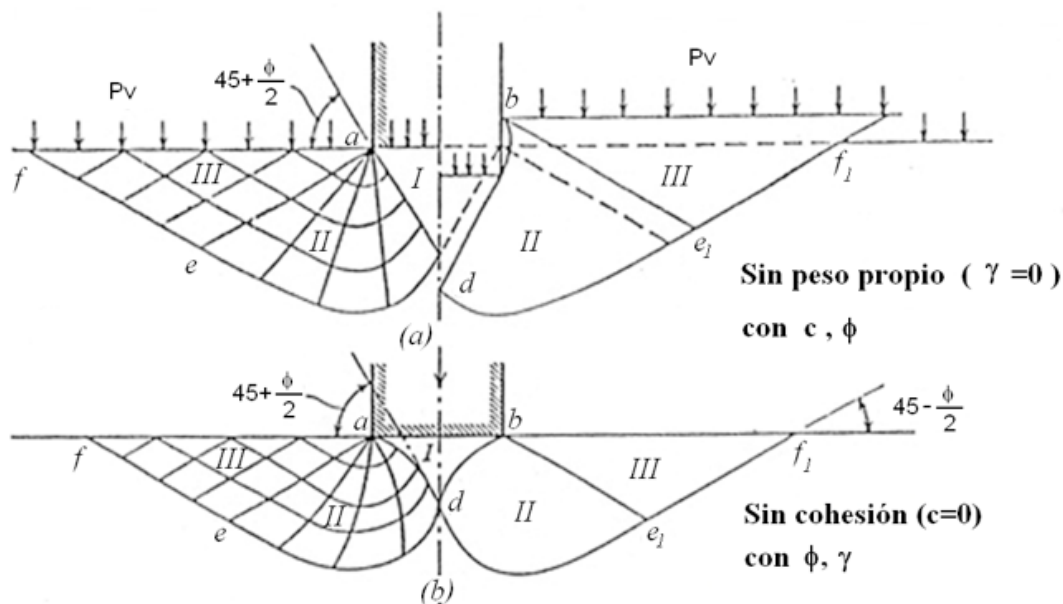


Figura 3.1 Zonas de equilibrio plástico después de la falla (Terzaghi y Peck, 1967)

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata.

La capacidad de carga última está dada por

$$q_d = CN_c + p_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.3)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad (3.4)$$

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la Figura 3.1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de $90^\circ - \phi$. En las zonas II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica es (Figura 3.2)

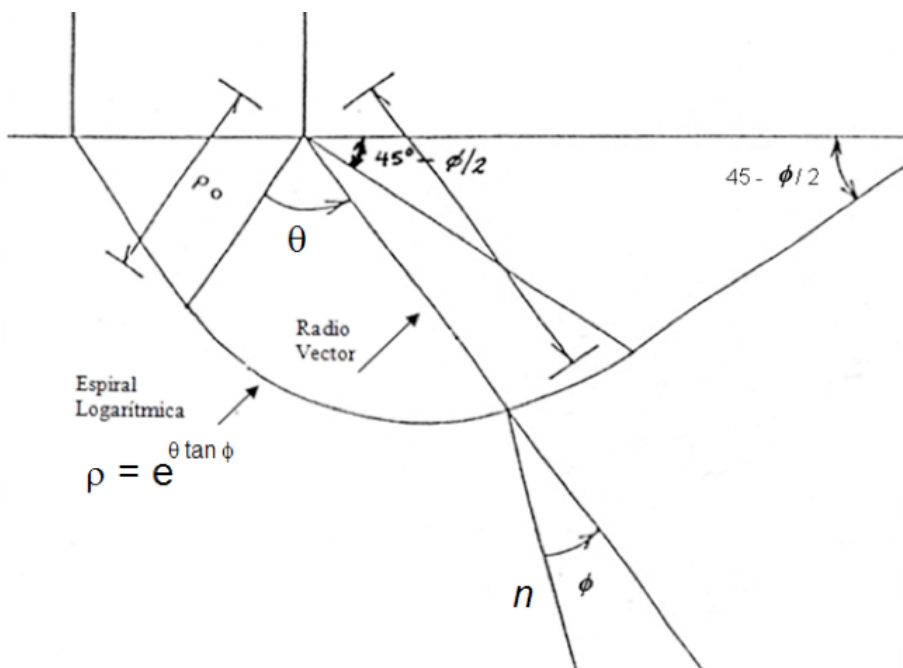


Figura 3.2 Espiral Logarítmica

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad [(\theta \tan \phi) \text{ en radianes}] \quad (3.5)$$

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale ϕ (Figura 3.2). En cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que esta se vuelve vertical (Figura 3.3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale ϕ .

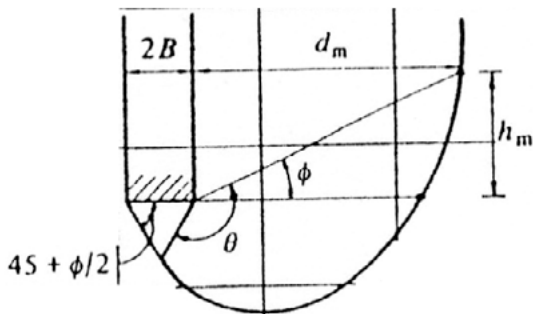


Figura 3.3 Espiral Logarítmica en un cimiento profundo (Zeevaert, 1973)

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga q_d (Ecuación 3.1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones, aún aproximadas, depende en mayor medida de nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

3.2 Efecto de la forma de la cimentación

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (Ecuación 3.1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última está dada por

$$q_d = CN_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma f_\gamma \quad (3.6)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} \quad (3.7)$$

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (3.8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (3.9)$$

En un cimiento de planta circular se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento. En todos los casos $B/L \leq 1$.

3.3 Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = CN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.10)$$

donde F_{Ri} son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

3.4 Presión última sobre el terreno. Factores de carga

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \frac{\Sigma Q}{A} \quad (3.11)$$

donde

ΣQ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A = área del cimiento

Además

$$q = \frac{1}{A} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = \frac{1}{A} (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (3.12)$$

donde F_{ci} son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno.

La Ecuación 3.12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \frac{\Sigma Q F_c}{A} \quad (3.13)$$

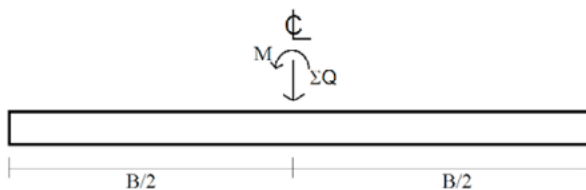
3.5 Cimiento sometido a carga vertical y momento

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (Figura 3.4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico, que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones ΣQ y M (Figura 3.4a); desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la Figura 3.4b, donde se ha colocado la fuerza ΣQ de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad e vale

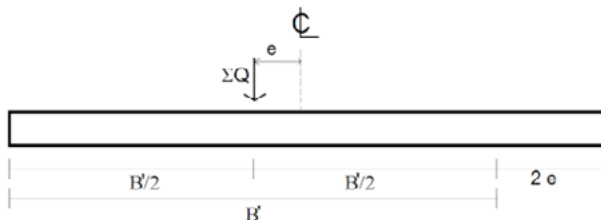
$$e = \frac{M}{\Sigma Q} \quad (3.14)$$

Se observa en la Figura 3.4 que se puede considerar un cimiento de ancho B' sometido únicamente a la carga vertical ΣQ . De la Figura 3.4b

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e \quad \therefore \quad B' = B - 2e \quad (3.15)$$



a) Cimiento sometido a carga vertical y momento



b) Cimiento con un sistema de cargas equivalentes

Figura 3.4. Cimiento sometido a carga vertical y momento

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical ΣQ y momento M , se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual B' , dado por la Ecuación 3.15, cuando la excentricidad e está dada por la Ecuación 3.14.

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte, el ancho reducido virtual B' determinado con la Ecuación 3.15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido B' .

3.6 Revisión de la seguridad de una cimentación

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \geq q_R \quad (3.16)$$

Sustituyendo las Ecuaciones 3.13 y 3.10 en la expresión 3.16

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq CN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.17)$$

La desigualdad 3.17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

3.7 Suelos friccionantes

En un suelo puramente friccionante se tiene que

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la Ecuación 3.10:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.18)$$

Usualmente $F_{R2} = F_{R3} = F_R$, por lo tanto

$$q_R = \left[p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R \quad (3.19)$$

3.8 Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la Ecuación 3.1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple solo en suelos compactos o muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto

$$\tan \phi = \frac{2}{3} \tan \phi' \quad (3.20)$$

donde ϕ^* es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla

general, mientras que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r se debe interpolar. En consecuencia, podemos usar en forma conservadora la Ecuación 3.20 de la siguiente manera

$$\tan\varphi = a \tan\varphi' \quad (3.21)$$

$$\varphi = \text{angtan}(a \tan\varphi') \quad (3.22)$$

donde

$$\begin{aligned} a &= 0.67 && \text{para } D_r \leq 0.5 \\ a &= 0.67 + 165(D_r - 0.5) && \text{para } 0.5 < D_r < 0.7 \\ a &= 1.0 && \text{para } D_r \geq 0.7 \end{aligned} \quad (3.23)$$

3.9 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccio-nantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la Ecuación 3.18 con $p_v = p_v'$ y $\gamma = \gamma'$, es decir

$$q'_R = \left[p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \right] \quad (3.24)$$

$$\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua u al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total

será la suma de la capacidad debida a la fase sólida y de la capacidad debida al agua, es decir

$$q_R = q'_R + U_R$$

$$q'_R = \left[p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \right] + U_R$$

Pero

$$p_v = p'_v + u, \quad u = p_v - p'_v, \quad u_r = p_v F_{r4} - p'_v F_{r5}$$

$$q_R = \left[p'_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \right] + p_v F_{r4} - p'_v F_{r5}$$

$$q_r = p'_v (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{r4} \quad (3.25)$$

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones: $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$, y $F_{R4} = 1$, por lo que la Ecuación 3.25 queda como sigue

$$q_r = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v \quad (3.26)$$

3.10 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que, en general, el factor $F_R \leq 0.45$. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan $F_R = 0.35$ para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale (Figura 3.5)

$$h = \frac{B \cos \varphi \cdot e^{(\pi/4 + \varphi/2) \tan \varphi}}{2 \cos (\pi/4 + \varphi/2)} \quad (3.27)$$

(Por ejemplo, para $\phi = 36^\circ$, $h = 1.98 B$)

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación

$$q_r = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v \quad (3.28)$$

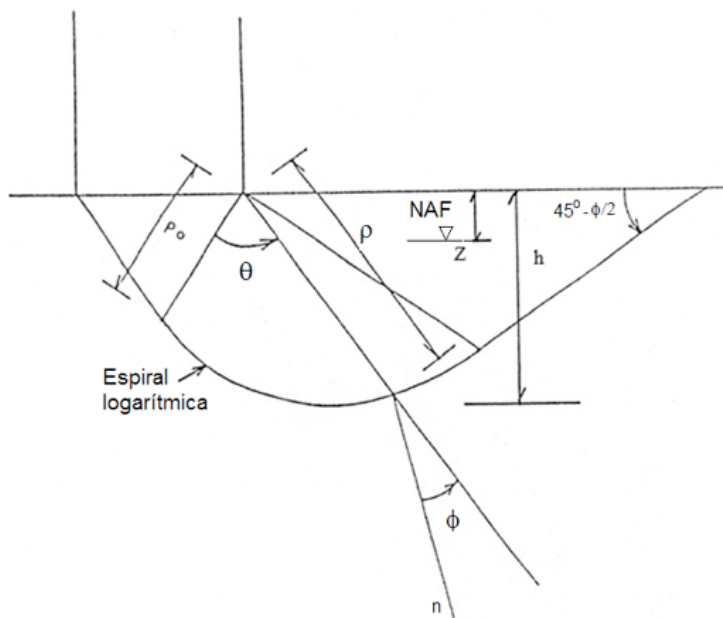


Figura 3.5 Espiral logarítmica

Se distinguen las siguientes condiciones:

- Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de h dado por la Ecuación 3.27, se emplea la Ecuación 3.28 con $\gamma = \gamma_m$, siendo γ_m = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
- Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la Ecuación 3.28 con $\gamma = \gamma'$.

c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia z (Figura 3.5), se emplea la Ecuación 3.28 con

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{z}{h}\right)(\gamma_m - \gamma') \quad (3.29)$$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R \quad (3.30)$$

donde

$$q_{ult} = \frac{\Sigma F_c}{h} \quad (3.31)$$

[Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que “en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{z}{B}\right)(\gamma_m - \gamma') \quad (\text{Ecuación 4 de las NC})$$

donde

γ' = peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades $[z]$ y $\left[\left(\frac{B}{2}\right) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right]$

γ_m = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático

3.10.1 Ejemplo 3.E.1: Zapata sometida a carga vertical

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la Figura 3.E.1.1.

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 m de ancho por 2 m de largo en planta; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\phi^* = 37^\circ$, $D_r = 58\%$, $s_s = 2.6$, $F_c = 1.1$, $F_R = 0.45$

Considerar las siguientes condiciones:

- Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad
- NAF al nivel de la superficie del terreno
- NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimiento)

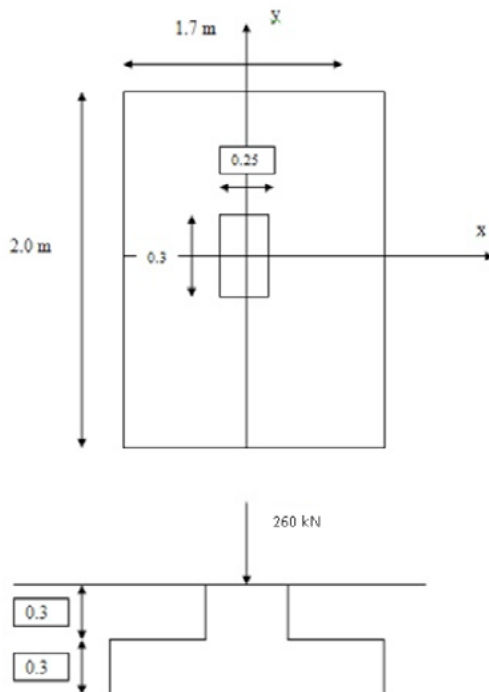


Figura 3.E.1.1. Esquema de zapata

Solución

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la Ecuación 3.28:

$$q_r = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v$$

Aplicando la Ecuación 3.23

$$\alpha = 0.67 + 1.65 (D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65 (0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la Ecuación 3.22

$$\varphi = \text{angtan}(\text{atan}\varphi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las Ecuaciones 3.2 y 3.3

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi$$

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi = 26.571$$

Usando las Ecuaciones 3.8 y 3.9

$$f_q = 1 + (B/L) \tan\phi = 1 + (1.7/2)\tan(31.15^\circ) = 1.514$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4(1.7/2) = 0.66$$

a) Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6) \\ &= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la Ecuación 3.27

$$h = 2.805 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

Sustituyendo en la Ecuación 3.28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.514)-1) + (1/2)(1.6)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45) + 1.6(0.6)$$

$$q_R = 24.984 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 3.30:

$$q_{ult} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 24.984 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

b) NAF al nivel de la superficie del terreno

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.985) \\ &= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.98 = 30.482 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\Sigma QF_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.98(1.1) = 42.081 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma QF_c / A = 42.081 / 1.7(2) = 12.377 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

$$\gamma_{sat} = 1.985 \text{ t/m}^3, \quad \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$$

$$p_v = 1.985(0.6) = 1.191 \text{ t/m}^2$$

$$p_v' = 1.191 - 0.6 = 0.591 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la Ecuación 3.28

$$\begin{aligned} q_R &= [0.591((20.983)(1.514)-1) + (1/2)(0.985)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45) + 1.191 \\ &= 15.981 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Se debe cumplir la desigualdad 3.30:

$$q_{ult} = 12.377 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 15.981 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

c) NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimiento)

Presión última sobre el terreno

$$\Sigma Q = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la Ecuación 3.27

$$h = 2.805 \text{ m}$$

$$\gamma_{sat} = 1.985 \text{ t/m}^3, \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$$

Reemplazando en la Ecuación 3.29

$$\gamma = 0.985 + (1.4)(1.6 - 0.985) / 2.805 = 1.292 \text{ t/m}^3$$

$$p_v = 1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$$

$$p_v' = p_v = 0.96 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la Ecuación 3.28

$$q_R = [0.96((20.983)(1.514) - 1) + (1/2)(1.292)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45) + 0.96 \\ = 22.914 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 3.30:

$$q_{ult} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 22.914 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

3.10.2 Ejemplo 3.E.2. Zapata sometida a carga vertical y dos momentos

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la Figura 3.E.2.1.

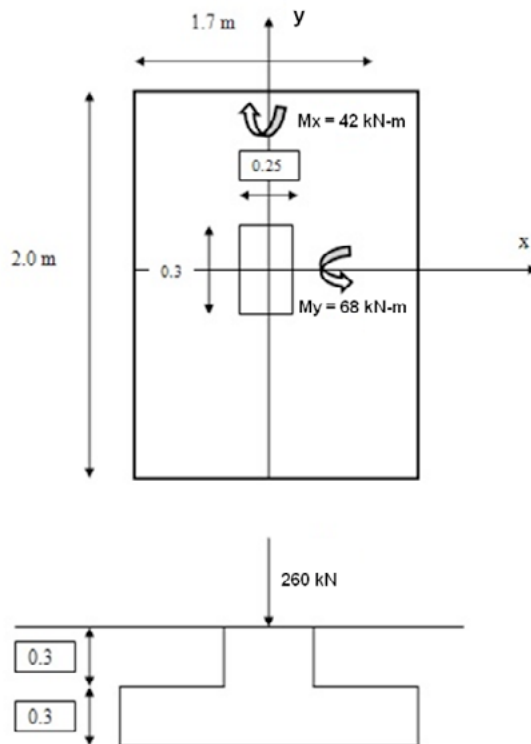


Figura 3.E.2.1. Esquema de zapata

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, M_y = 4.2 \text{ t}\cdot\text{m}, M_x = 6.8 \text{ t}\cdot\text{m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: Suelo friccionante, $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\phi^* = 37^\circ$, $D_r = 58\%$, $s_s = 2.6$, $F_c = 1.1$, $F_R = 0.45$

Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6)$$

$$\Sigma Q = 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma QF_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}, \quad L' = L - 2e_y = 1.5482 \text{ m}$$

$$q_{ult} = \Sigma QF_c / A' = \Sigma QF_c / B'L'$$

$$q_{ult} = 41.658 / 1.421(1.5482) = 18.936 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la Ecuación 3.28:

$$q_R = [p_v'(N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma B N_y f_y] F_R + p_v$$

Aplicando la Ecuación 3.23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la Ecuación 3.22

$$\phi = \text{ang tan}(a \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las Ecuaciones 3.2 y 3.3

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las Ecuaciones 3.8 y 3.9

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + (1.421/1.5482) \tan(31.15^\circ) = 1.5547$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(1.421/1.5482) = 0.6329$$

Sustituyendo en la Ecuación 3.28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.5547)-1) + (1/2)(1.6)(1.421)(26.571)(0.6329)] \\ (0.45) + 1.6(0.6) = 23.224 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad (Ecuación 3.30):

$$q_{ult} = 18.936 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 23.224 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

3.11 Suelos cohesivos totalmente saturados

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas), para la determinación de la resistencia al corte del terreno (Figura 3.6).

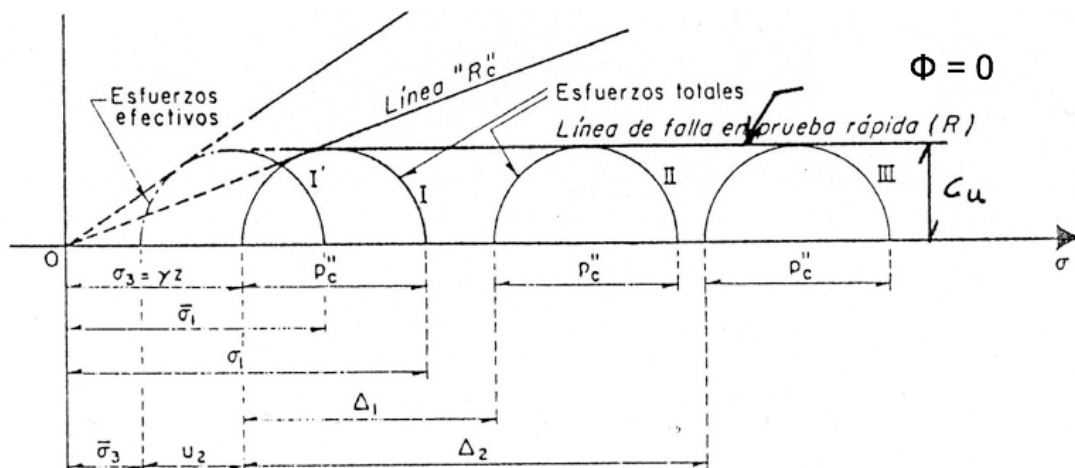


Figura 3.6. Línea de falla en una prueba triaxial rápida

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la

cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

En una prueba rápida, $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$ (Figura 3.6). Sustituyendo en las Ecuaciones 3.2, 3.3 y 3.8

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en la teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la Ecuación 3.10

$$q_R = CN_c F_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (3.32)$$

$$\text{Hagamos } F_{R1} = F_R \quad F_{R2} = 1$$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (3.33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L}$$

Skempton encontró que la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo (Figura 3.7) hasta un máximo, después del cual se mantiene constante (Juárez-Badillo y Rico, 1976). Por esta razón, dentro del factor de forma podemos agregar el efecto del empotramiento; el factor f_c queda entonces

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B} \quad (3.34)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (Normas de Cimentaciones, 2017).

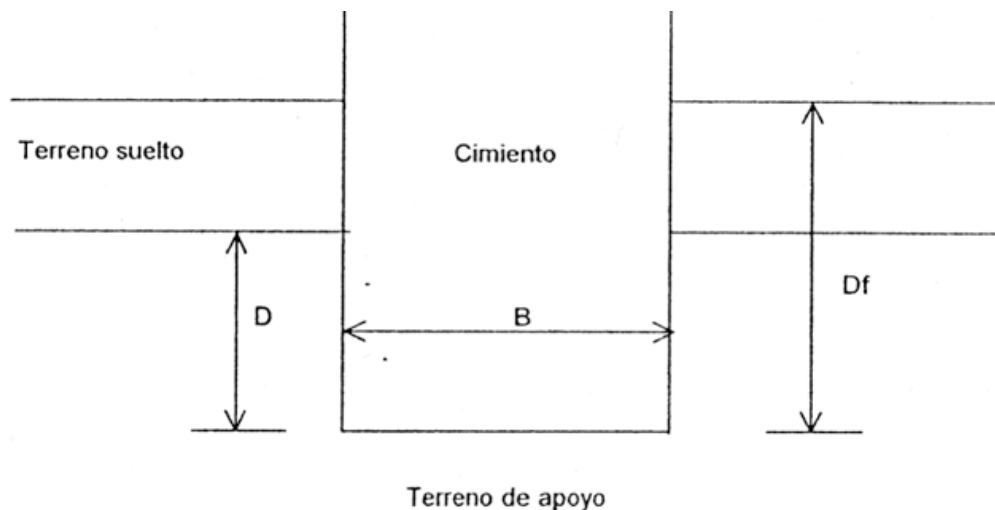


Figura 3.7. Profundidad de empotramiento “D” en el estrato de apoyo

3.11.1 Ejemplo 3.E.3. Revisión de la capacidad de carga, zapata corrida

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata corrida de concreto reforzado de la Figura 3.E.3.1.

Espesor del muro de concreto reforzado 20 cm. Zapata de 1.3 m de ancho; espesor de la losa zapata = 20 cm. Profundidad de desplante = 50 cm

$$\Sigma Q' = 6 \text{ t/m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: arcilla limosa totalmente saturada:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ t/m}^3, c_u = 2.5 \text{ t/m}^2, F_c = 1.1, F_R = 0.7$$

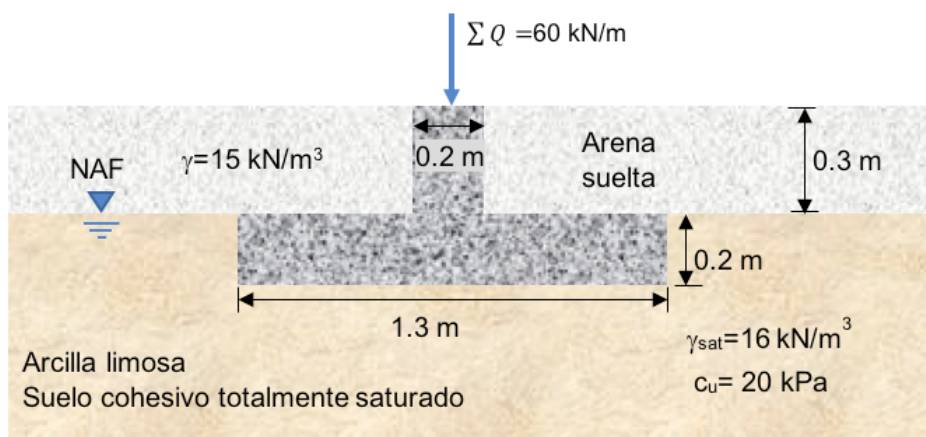


Figura 3.E.3.1 Esquema de zapata y terreno

Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= 6 + 1.3(0.2)(2.4) + 0.2(0.3)(2.4) + (1.3 - 0.2)(0.3)(1.5) \\ &= 6 + 0.624 + 0.144 + 0.495 = 7.263 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\Sigma Q F_c = 6(1.4) + 0.624(1.4) + 0.144(1.4) + 0.495(1.1) = 10.020 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{ult}} = \Sigma Q F_c / A = 10.020 / 1.3(1) = 7.707 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la Ecuación 3.33:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. Sustituyendo valores

$$f_c = 1 + 0.25(0.2/1.3) + 0.25(1.3/6) = 1.0926$$

$$q_R = 5.14(2)(1.0926)(0.7) + (1.5)(0.3) + (1.6)(0.2) = 8.632 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 3.30:

$$q_{ult} = 7.707 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 8.632 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

3.12 Suelos cohesivos parcialmente saturados

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado y hagamos que este pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos intergranulares de compresión en la estructura sólida del terreno (Juárez Badillo y Rico, 1976). A la diferencia entre la presión en el aire y la presión en el agua se le denomina succión, la cual vale $(u_a - u_w)$, siendo u_a = presión en el aire y u_w = presión en el agua. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular y, por consiguiente, un aumento de la resistencia al corte, tal como se muestra en la Figura 3.8. Vemos en esta figura que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

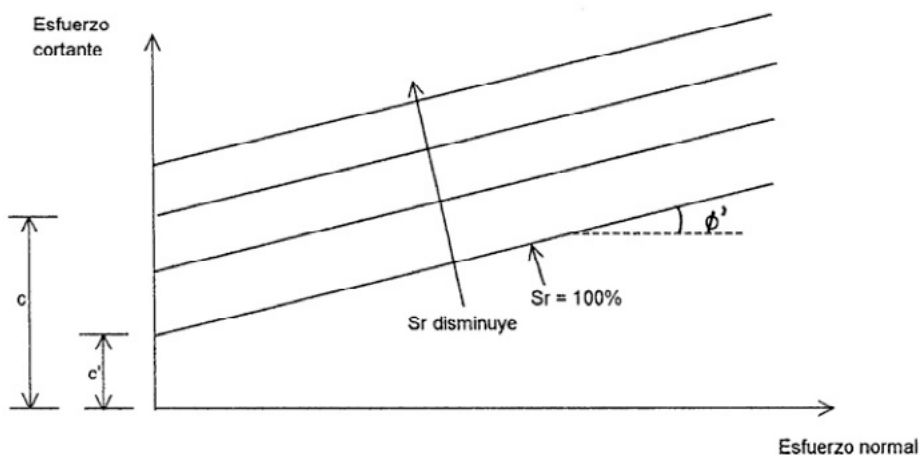


Figura 3.8. Variación de la resistencia al corte con el grado de saturación

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.35)$$

siendo $(u_a - u_w)$ = succión

En la Tabla 3.1 se muestran valores de c' , ϕ' y ϕ^b para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento σ_3 se incrementan tanto la presión en el aire u_a como la presión en el agua u_w ; si en los poros del suelo se presenta un estado abierto (vacíos del aire interconectados entre sí; Marsal, 1979), la presión u_a se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos del grado de saturación S_r , los poros pasan del estado abierto al estado ocluido (vacíos del aire no conectados

entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua $u_a \cong u_w$. Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%. Para $S_r = 100\%$, $u_a = u_w$. La Ecuación 3.35 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (3.36)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado.

Tabla 3.1 Valores de c' , ϕ' y ϕ^b . Modificada de (Fredlund y Rahardjo, 1993)

Tipo de suelo	c' (kPa)	ϕ' (grados)	ϕ^b (grados)	Procedimiento de Prueba	Referencia
Pizarra compactada; $w=18.6\%$	15.8	24.8	18.1	Triaxial, contenido de agua constante	Bishop et al. (1960)
Arcilla de Boulder; $w=11.6\%$	9.6	27.3	21.7	Triaxial, contenido de agua constante	Bishop et al. (1960)
Arcilla de Dhanauri; $w=22.2\%$, $r_d=1580 \text{ kg/m}^3$	37.3	28.5	16.2	Triaxial consolidada drenada	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; $w=22.2\%$, $r_d=1478 \text{ kg/m}^3$	20.3	29.0	12.6	Triaxial, drenaje constante	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; $w=22.2\%$, $r_d=1580 \text{ kg/m}^3$	15.5	28.5	22.6	Triaxial consolidada	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri; $w=22.2\%$, $r_d=1478 \text{ kg/m}^3$	11.3	29.0	16.5	Triaxial, contenido de agua constante	Satija (1978)
Arcilla gris de Madrid; $w=29\%$	23.7	22.5 ^a	16.1	Corte directo Consolidada, drenada,	Escario (1980)
Granito alterado de Hong Kong	28.9	33.4	15.3	Triaxial multietapas Consolidada drenada	Ho and Fredlund (1982 a)
Riolita alterado de Hong Kong	7.4	35.3	13.8	Triaxial multietapas Consolidada drenada	Ho and Fredlund (1982 a)
Limo de Tappen- Notch Hill; $w=21.5\%$, $r_d=1590 \text{ kg/m}^3$	0.0	25.3	7-25.5	Corte directo multietapas Consolidada, drenada,	Krahn et al. (1989)
Glacial compacto; $w=12.2\%$, $r_d=1810 \text{ kg/m}^3$	10	25.3	7-25.5	Triaxial multietapas Consolidada drenada	Gan et al. (1988)

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la Ecuación 3.35. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale

$$s = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.37)$$

y la Ecuación 3.35 queda

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3.38)$$

Podemos observar en la Ecuación 3.38 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccional, por lo que podemos aplicar la Ecuación 3.10 para determinar su capacidad de carga:

$$q_R = CN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.39)$$

O bien, si hacemos $F_{Ri} = F_R$

$$q_R = \left[CN_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R \quad (3.40)$$

3.12.1 Ejemplo 3.E.4. Determinación de la capacidad de carga en suelo cohesivo parcialmente saturado

Determinar la capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo parcialmente saturado que tiene las siguientes propiedades:

$$c' = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi' = 22.5^\circ, \phi^b = 16.1^\circ, g = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

$$\text{Zapata corrida } B = 1.5 \text{ m}, L = 4 \text{ m}, D_f = 0.8 \text{ m}.$$

Considerar una succión en el campo $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2$, con $F_R = 0.45$.

Solución

Aplicando la Ecuación 3.37, con $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$, se obtiene

$c = 5.386 \text{ t/m}^2$, y la resistencia al corte vale (Ecuación 3.38)

$$s = 5.386 + (\sigma - u_a) \tan(22.5^\circ)$$

Podemos considerar el material como cohesivo-friccionante con $c = 5.386 \text{ t/m}^2$ y $\phi = \phi' = 22.5^\circ$. Sustituyendo en las Ecuaciones 3.2 a 3.9:

$$N_q = 8.228, N_\gamma = 7.644, N_c = 17.451, f_c = 1.094, f_q = 1.155, f_\gamma = 0.85$$

Aplicando la Ecuación 3.40:

$$q_R = [5.386(17.451)(1.094) + (1.5)(0.8)(8.228)(1.155) + (1/2)(1.5)(1.5)(7.644)(0.85)](0.45)$$

$$q_R = 54.693 \text{ t/m}^2$$

3.13 Suelos cementados

Es frecuente encontrar en la naturaleza suelos en los que sus partículas se encuentran unidas por algún tipo de cementante. La cementación de los granos es muy variable, puede ser tan fuerte que el suelo se clasifica como roca, por ejemplo, algunas tobas de consistencia dura conocidas como piedra de cantera, o puede ser tan débil que un pequeño aumento de humedad puede producir la pérdida completa de la cementación. Ejemplos de terrenos cementados son los suelos colapsables, las tobas y los suelos residuales.

Uno de los problemas que se presentan en los suelos cementados consiste en que al aumentar su humedad ocurre una disminución de la resistencia al corte, lo cual afecta obviamente la seguridad del terreno de cimentación.

Por lo anterior, en suelos cementados parcialmente saturados conviene realizar pruebas de resistencia al corte variando el grado de saturación del terreno. El cambio de la resistencia en suelos cementados es similar al que ocurre en arcillas parcialmente saturadas, pues en ambos materiales la resistencia aumenta al disminuir el grado de saturación (Figura 2.8). Es interesante notar que la mayor variación ocurre en la cohesión aparente c del suelo, mientras que el ángulo de fricción interna ϕ cambia muy poco. Se puede inclusive trazar la variación de c en suelos cementados en función de S_r (Figura 2.9a).

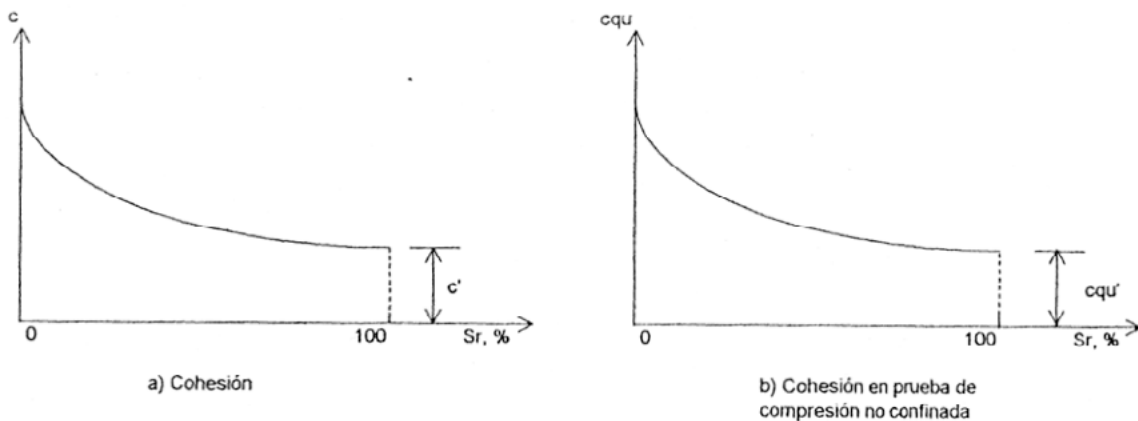


Figura 3.9. Variación de la cohesión con el grado de saturación

Una forma aproximada de obtener los parámetros de resistencia en un suelo cementado consiste en realizar pruebas triaxiales drenadas en el material totalmente saturado, con lo que se obtienen c' y ϕ' del suelo. La variación de la cohesión con el grado de saturación se puede determinar a partir de pruebas de compresión simple, con lo que se obtiene una curva como la de la Figura 3.9b. A partir de esta

gráfica, se selecciona un valor desfavorable de c_{qu} , primordialmente en función de las condiciones de drenaje del suelo. Con esta magnitud de c_{qu} se obtiene el valor de la cohesión c del suelo (Figura 3.10)

$$c = c_{qu} [\cos\phi - \tan\phi (1 - \sin\phi)] \quad (3.41)$$

La capacidad de carga se calcula utilizando las expresiones 3.39 o 3.40, con c dado por la Ecuación 3.41 y con ϕ' determinado con los ensayos drenados de compresión triaxial.

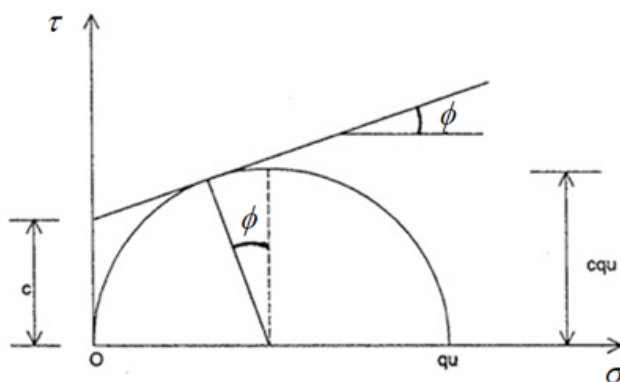


Figura 3.10. Obtención de la cohesión de suelo

3.14 Otras clases de suelos

Los incisos 3.2.7 a 3.2.10 cubren una amplia gama de suelos en la práctica, pero se pueden encontrar suelos con características intermedias entre ellos. Por ejemplo, una mezcla de arena con arcilla puede presentar, bajo ciertas condiciones, el comportamiento de un material cohesivo-friccionante. En estos casos, se deben determinar las propiedades de resistencia para las condiciones más desfavorables durante la vida útil de la cimentación, y aplicar la expresión 2.10

$$q_R = CN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.42)$$

O bien, si hacemos $F_{Ri} = F_R$

$$q_R = \left[CN_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R \quad (3.43)$$

3.15 Uso de correlaciones

El cálculo de la capacidad de carga de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo como una prueba de placa o de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, en ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alto, o porque no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo, como es el caso de suelos puramente friccionantes, por ejemplo, las arenas limpias. Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas y propiedades índice o ensayos de campo. En general, la dispersión de valores de las correlaciones es alta, por lo que se deben usar con precaución. En los siguientes párrafos presentamos algunas correlaciones que se usan con cierta frecuencia en la práctica.

3.16 Suelos friccionantes

La Figura 3.11 contiene la variación del ángulo de fricción interna en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar.

La Tabla 3.2 (Meyerhof, 1956) muestra los valores del ángulo de fricción interna en función de la compacidad del suelo.

Tabla 3.2. Ángulo de fricción interna para arenas (Meyerhof, 1956)

Estado	Compacidad relativa D_r	N	q_c	Ángulo de fricción interna f
			kg/cm ²	Grados
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_c = resistencia en la punta del cono

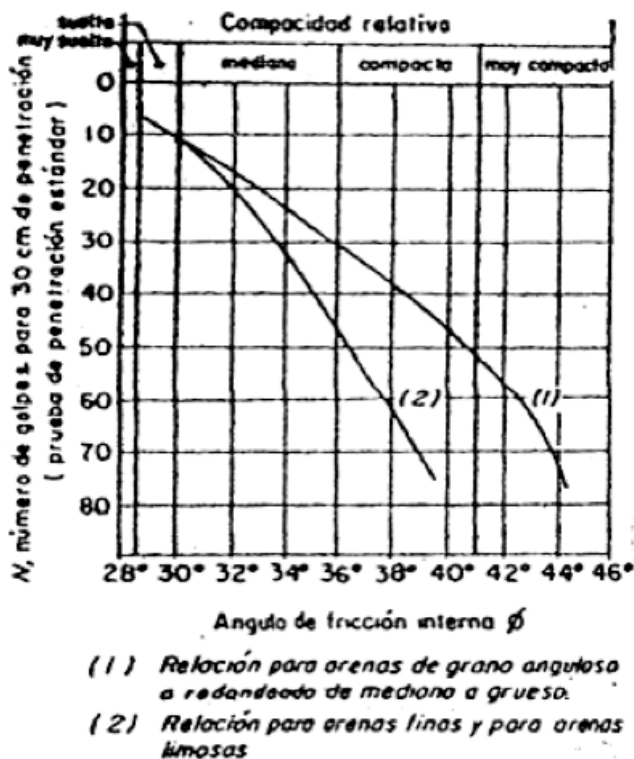


Figura 3.11 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción de las arenas (Juárez y Rico, 1976)

La relación entre N y q_c (q_c = resistencia en la punta del cono holandés, en kg/cm^2) está dada por (Schmertmann, 1970).

Tabla 3.3 Relación entre N y q_c para distintos tipos de suelo

Suelo	q_c / N
Limo. Limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5
Arena con grava. Grava	6

Para fines prácticos, en cimientos profundos la resistencia q_c se puede tomar como la capacidad de carga última del suelo.

Las Figs. 3.12 y 3.13 contienen correlaciones entre q_c y el ángulo de fricción interna para arenas (Tamez *et al.*, 1987).

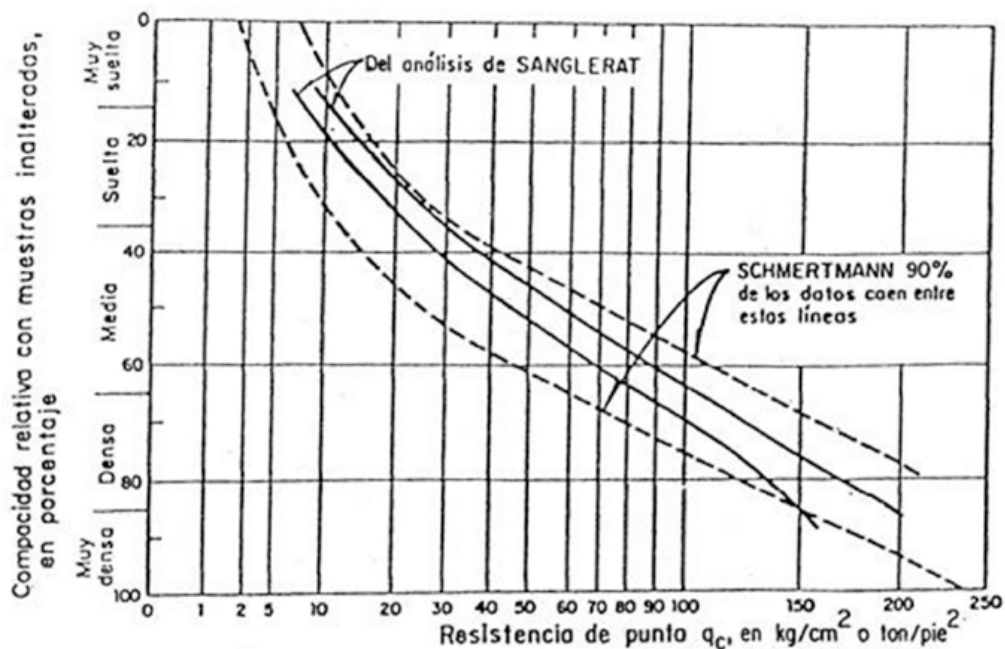


Figura 3.12 Correlación entre la resistencia de punta y la compacidad relativa de las arenas finas (Tamez *et al.*, 1978)

3.17 Suelos cohesivos

En la Tabla 3.4 se exhibe la variación de la resistencia a la compresión simple q_u de un suelo cohesivo en función de su consistencia y del número de golpes de la prueba de penetración estándar (Terzaghi y Peck, 1967).

Tabla 3.4. Resistencia a la compresión simple en arcillas (Terzaghi y Peck, 1967)

Consistencia	N	Resistencia a la compresión simple, q_u kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

Cuando se emplea el cono holandés la resistencia al corte en condiciones no drenadas está dada por

$$c_u = q_c / N_k \quad (3.44)$$

La Tabla 3.5 muestra valores típicos del coeficiente N_k (Santoyo *et al.*, 1989).

Tabla 3.5. Valores típicos del coeficiente N_k (Santoyo *et al.*, 1989)

Tipo de suelo	N_k
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$ kg/cm ²)	15-18
Arcilla suave con falla local	10-14
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25$ kg/cm ²)	22-26
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14
Suelos arcillosos blandos	20

Existe también una cierta correlación entre la resistencia c_u y la presión vertical efectiva p_v' . Así, el cociente c_u/p_v' varía de 0.2 a 0.3 en arcillas normalmente consolidadas (datos de cinco suelos; $21\% < \text{índice plástico} < 75\%$; Ladd *et al.*, 1977). Para arcillas preconsolidadas, la relación es

$$(c_u/p_v')_{pc} = (c_u/p_v')_{nc} (OCR)^m \quad (3.44a)$$

siendo OCR la relación de preconsolidación. El exponente $m \approx 0.8$ (Ladd *et al.*, 1977).

3.18 Experiencia local

Cada localidad se asienta sobre una o varias formaciones geológicas, las cuales exhiben una estratigrafía y propiedades típicas de cada una de ellas.

Una formación geológica presenta problemas de ingeniería propios de la misma. Por lo tanto, el ingeniero debe estar familiarizado con la estratigrafía y propiedades de dicha formación, y observar el comportamiento de las obras construidas en ella, lo cual permite una adecuada calibración entre uso de propiedades mecánicas y conducta de las cimentaciones.

En los siguientes párrafos presentamos magnitudes de propiedades mecánicas para el subsuelo de la ciudad de México, obtenidas a partir de la estadística. Cabe aclarar que estas propiedades se deben emplear con las reservas de caso, pues en general la dispersión de los datos es alta. Desde luego, presentan una mayor confiabilidad aquellas correlaciones en las que se proporcionan magnitudes de la dispersión de los datos (desviación estándar o variancia).

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión

$$c_u = q_c/N_k \quad (3.45)$$

En la tabla 3.6 se presentan los valores de c_u para el subsuelo de la zona del lago de la Ciudad de México, en función de la resistencia en la punta del cono q_c (Santoyo, 1980).

La arcilla de la Ciudad de México, que constituye la llamada formación arcillosa superior (Marsal y Mazari, 1959), formación Tacubaya (Zeevaert, 1973) o serie arcillosa superior (Tamez et al, 1987), exhibe el siguiente valor de la resistencia al corte $c_{qu} = q_u/2$ (q_u = resistencia a la compresión simple) en función del contenido natural de agua w (Deméneghi, 1982a):

$$c_{qu} = 0.4194 - 0.0003038w - 0.11203t_a \sqrt{\frac{1.01449 + (w - 252.8)^2}{620434}} \quad (3.46)$$

(c_{qu} en kg/cm^2 y w en porcentaje del peso seco, $75 < w < 400\%$)

Tabla 3.6. Valores de la resistencia al corte en prueba rápida (Santoyo, 1980)

Tipo de suelo	q_c , kg/cm^2	Prueba		Torquímetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Laboratorio	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	-
Limos arcillosos duros	$q_q > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	-	-	$q_c/29$

La Ecuación 3.45 se obtuvo con $N = 69$ pares de valores (w, c_{qu}); t_a es una variable aleatoria con distribución t de Student, la cual se obtiene para $N-2$ grados de libertad. En la Tabla 3.7 se proporcionan valores de t_a para diferentes niveles de confianza α . Consideremos que un estrato de la formación Tacubaya (o formación arcillosa superior, o serie arcillosa superior) tiene un contenido natural de agua $w = 250\%$; tomando un $\alpha = 10\%$, de la Tabla 3.5: $t_a = 1.2944$. Aplicando la Ecuación 3.45 se obtiene $c_{qu} = 0.1974 \text{ kg/cm}^2$. Esto indica que existe una probabilidad de 10% de que el valor de la cohesión en dicho estrato sea menor que 0.1974 kg/cm^2 . La Figura 3.14 muestra la variación de c_{qu} con w , para $\alpha = 10\%$ (Deméneghi, 1982b).

Tabla 3.7. Valores de la variable aleatoria t_a (t de student) para $n-2=67$ grados de libertad

Nivel de confianza $\alpha, \%$	2.5	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
t_a	1.9961	1.6680	1.2944	1.0446	0.8471	0.6782	0.5270	0.3870	0.2544	0.1261	0

La Tabla 3.8 contiene datos de resistencia al corte de suelos de la zona poniente de la ciudad de México (Deméneghi y Sanginés, 2000). Las tobas están formadas por limos arenosos y arenas limosas; en ocasiones estos suelos contienen cierto porcentaje de arcilla (León, 1976). Las arenas de pómez proceden de materiales pumíticos gris claro (León, 1976) y de una laterita de pómez (Ellstein, 1992). c' es la cohesión del suelo saturado previamente, en condiciones drenadas; c_{nat} es la cohesión en estado natural (sin variar su humedad natural) y ϕ es el ángulo de fricción interna.

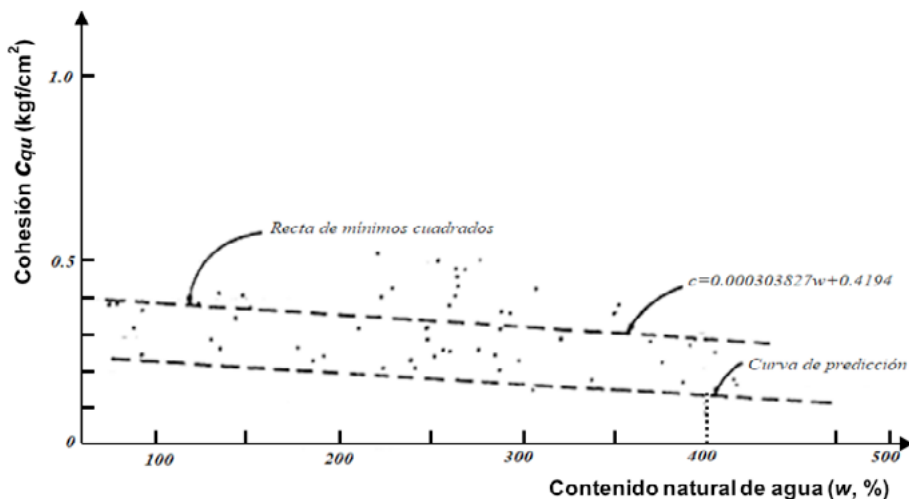


Figura 3.13. Correlación estadística entre c_{qu} y w .

Tabla 3.8. Parámetros de resistencia al corte. Muestras estadísticas de tobas y de arenas pumíticas (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	c' t/m ²	c_{nat} t/m ²	ϕ grados	c_{nat} t/m ²	ϕ grados
Número de valores, N	7	13	20	18	18
Media	6.357	26.169	37.65	4.63	31.367
Variancia, s^2	19.560	355.986	167.818	4.463	76.364
Desviación estándar, s	4.423	18.868	12.954	2.113	8.739
Coefficiente de variación	0.696	0.721	0.344	0.456	0.279

En la Tabla 3.9 la media de la población se toma igual a la media de la muestra. La variancia de la población se estima con la siguiente expresión

$$\sigma^2 = \frac{(N-1)s^2}{\chi^2_{1-\alpha_1}} \quad (3.47)$$

donde $\chi^2_{1-\alpha_1}$ se obtiene para $N-1$ grados de libertad; para fines prácticos α_1 se puede tomar igual a 40%. Esto quiere decir que la probabilidad

de que la variancia de la población sea mayor que s^2 (calculada con la Ecuación 3.46), es 40%. En la Tabla 3.9 se presentan los parámetros de resistencia de las poblaciones estadísticas de las tobas y de las arenas pumíticas, usando los datos de la Tabla 3.7.

Con los valores de la Tabla 3.9 se pueden hacer inferencias estadísticas de las propiedades mecánicas. En efecto, aceptando que una población estadística tiene una distribución normal de probabilidad, un valor desfavorable (poco probable) se calcula

$$\text{Valor desfavorable} = \mu - \sigma z_{\alpha_2} \geq 0 \quad (3.48)$$

Tabla 3.9. Parámetros de resistencia al corte. Poblaciones estadísticas de tobas y de arenas pumíticas (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	c' t/m ²	c_{nat} t/m ²	Propiedad mecánica	c' t/m ²	c_{nat} t/m ²
Número de valores, N	7	13	20	18	18
χ cuadrada	4.57	10.182	16.85	14.937	14.937
Media, μ	6.357	26.139	37.65	4.63	31.367
Variancia, σ^2	25.680	419.547	189.231	5.080	86.910
Desviación estándar, σ	5.068	20.483	13.756	2.254	9.323

La probabilidad de que la magnitud de una propiedad mecánica sea menor que el valor desfavorable, calculado con la Ecuación 3.47, es α_2 .

Aplicando la Ecuación 3.47, en la Tabla 3.10 se presentan valores desfavorables de los parámetros de resistencia, para las tobas y para las arenas pumíticas, para distintos niveles de confianza α_2 . Se puede elegir un cierto nivel de confianza, de acuerdo al criterio y experiencia del

responsable, y estimar la probabilidad de ocurrencia de una propiedad mecánica (Deméneghi y Sanginés, 2000).

El uso de la Tabla 3.10 es como sigue: tomando por ejemplo un nivel de confianza $\alpha = 20\%$, en la toba existe una probabilidad de 20% de que c' resulte menor que 2.092 t/m², que c_{nat} resulte menor que 8.931 t/m² y que ϕ resulte menor que 26.073°.

Cabe aclarar que los parámetros de resistencia dependen del grado de saturación del suelo. El valor de una propiedad mecánica b en función de la variación de la humedad del terreno se puede calcular con la siguiente expresión

$$b = b' + a(b_{nat} - b') \quad (3.49)$$

donde a es un parámetro que depende de las condiciones de drenaje del sitio. Sus valores tentativos se muestran en la Tabla 3.11. Por ejemplo, cuando existe una baja probabilidad de que cambie la humedad del terreno, se considera que las condiciones de drenaje son buenas; mientras que cuando existe una alta probabilidad de que se sature completamente el suelo, se considera que las condiciones de drenaje son malas (Deméneghi y Sanginés, 2000).

Tabla 3.10. Valores desfavorables estimados de propiedades de resistencia al corte (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Nivel de confianza a_2	z_{a_2}	Tobas			Arenas pumíticas	
		c'	c_{nat}	ϕ	c_{nat}	ϕ
%		t/m ²	t/m ²	grados	t/m ²	grados
5	1.6449	0	0	15.023	0.923	16.032
10	1.2816	0	0	20.020	1.741	19.419
15	1.0364	1.105	4.941	23.393	2.294	21.705
20	0.8416	2.092	8.931	26.073	2.733	23.521
25	0.6745	2.939	12.354	28.371	3.110	25.079
30	0.5244	3.700	15.428	30.436	3.448	26.478
40	0.2533	5.074	20.981	34.166	4.059	29.005
50	0	6.357	26.169	37.650	4.630	31.367

Tabla 3.11. Valores aproximados del parámetro a (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Condiciones de drenaje	a
Buenas	0.6
Regulares	0.3
Malas	0

En la práctica conviene utilizar un nivel de confianza a_2 suficientemente alejado de 50%, para tomar en cuenta la dispersión de los datos estadísticos. En este sentido, podemos tomar $a_2 = 20\%$.

Para $a_2 = 20\%$ obtenemos las siguientes propiedades mecánicas de las tobas (Tabla 3.10):

$$c' = 2.092 \text{ t/m}^2, c_{nat} = 8.931 \text{ t/m}^2, \phi = 26.073^\circ$$

Para el cálculo de la capacidad de carga, dado que las propiedades mecánicas obtenidas con este valor son conservadoras, conviene emplear un factor de resistencia relativamente alto; por lo tanto, se recomienda un $F_R = 0.7$ en la fórmula de capacidad de carga.

Consideremos como ejemplo una zapata corrida con $D_f = 0.3 \text{ m}$, $B = 0.8 \text{ m}$, $L = 5 \text{ m}$, $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$, con condiciones regulares de drenaje.

$$a = 0.3 \text{ (Tabla 3.11)}$$

Sustituyendo en la Ecuación 3.48, con $c = b$

$$c = 4.144 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la Ecuación 3.40, con $F_R = 0.7$, hallamos una capacidad de carga resistente $q_R = 76.5 \text{ t/m}^2$. Tomando un factor de carga $F_c = 1.4$, la presión media de contacto para no exceder el estado límite de falla es $q = 54.7 \text{ t/m}^2 @ 55 \text{ t/m}^2$.

Por otra parte, en una arcilla totalmente saturada, ligeramente preconsolidada, de un sitio cercano a la ciudad de San Francisco (Young Bay Mud; índice plástico $\approx 45\%$), la relación cu/pv' varía de 0.35 a 0.4 (Benoit y Clough, 1986).

Capítulo

4

Estabilidad de taludes

Uno de los factores más importantes en la falla de un talud es la resistencia al corte del material. Así, si esta es alta, se puede formar cortes verticales de gran altura (suponiendo que no existan fisuras o discontinuidades por las que ocurra la falla), mientras que, si la resistencia es muy baja, puede ocurrir un colapso del suelo aún para un talud muy tendido. También debemos tomar en cuenta que la resistencia al corte de un suelo en un talud puede variar con el tiempo; desafortunadamente la resistencia del suelo tiende a disminuir a largo plazo. Por lo tanto, un talud puede ser estable a corto plazo, pero con el transcurso del tiempo su seguridad puede disminuir, hasta eventualmente colapsar por deficiencia de resistencia al corte.

Se pueden presentar varias clases de fallas de taludes; entre ellas puede haber rotacionales, trasnacionales, por volteo, etcétera. En este capítulo veremos únicamente el análisis de estabilidad de fallas rotacionales, que son las que ocurren con mayor frecuencia en la práctica. Como es usual, veremos primeramente el caso general de un suelo cohesivo-friccionante, y luego trataremos los casos particulares de materiales friccionantes y de materiales cohesivos.

4.1 Determinación del factor de seguridad de un talud en un suelo cohesivo-friccionante. Método de Bishop

Consideremos un suelo cohesivo-friccionante con la siguiente ley de resistencia drenada

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.1)$$

Sea el talud de la Figura 4.1. Consideremos que una posible superficie de falla es aquella cuya traza en el plano es el arco de circunferencia mostrado en la Figura 4.1. Dividamos el cuerpo del talud en dovelas, y hagamos el diagrama de cuerpo libre de la dovela i (Figura 4.2). Hagamos la hipótesis de que las fuerzas T_i y T_j son iguales en magnitud (Whitlow, 1994).

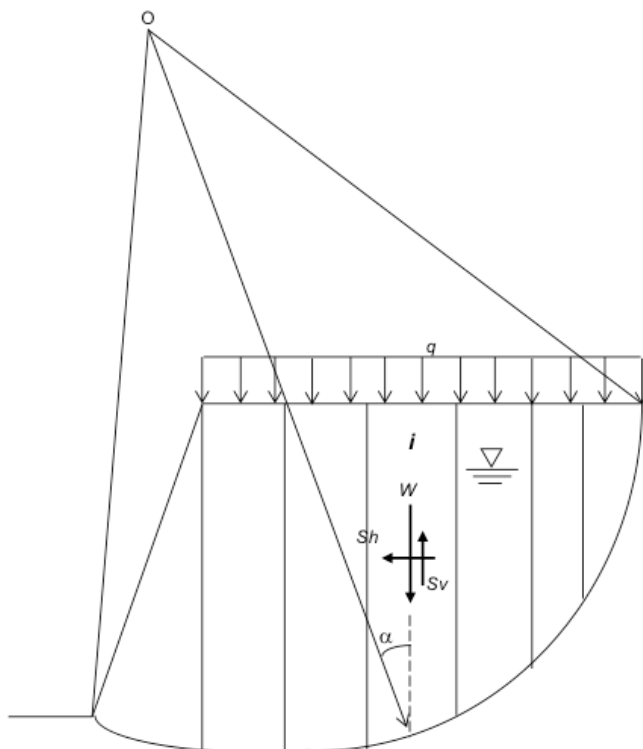


Figura 4.1 Procedimiento de dovelas

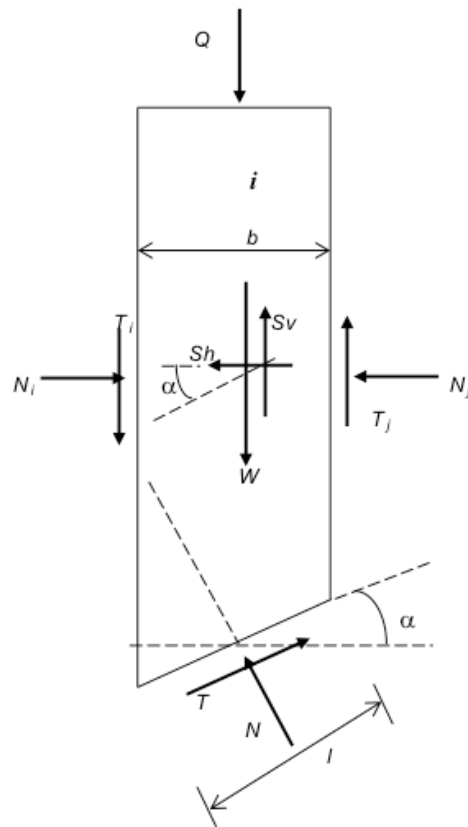


Figura 4.2 Diagrama de cuerpo libre de la dovela i

En la dovela i

Q = sobrecarga en la corona de la dovela

W = peso propio de la dovela

S_h = fuerza sísmica horizontal

S_v = fuerza sísmica vertical

Sea

$$V = W + Q - S_v \quad (4.2)$$

En la base de la dovela i la fuerza actuante vale

$$F_a = V \operatorname{sen} \alpha + S_h \operatorname{cos} \alpha \quad (4.3)$$

Y la fuerza resistente

$$F_R = sl = s_v b \operatorname{sec}(\alpha) \quad (4.4)$$

Definamos el factor de seguridad de todo el talud de la siguiente forma

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_a} \quad (4.5)$$

donde la sumatoria abarca todas las dovelas.

Reemplazando las Ecuaciones 4.3 y 4.4 en la Ecuación 4.5

$$FS = \frac{\sum s \cdot b \cdot \operatorname{sec}(\alpha)}{\sum (V \operatorname{sen}(\alpha) + S_h \operatorname{cos}(\alpha))} \quad (4.6)$$

Establezcamos el equilibrio de fuerzas verticales en la dovela i (figura 4.2)

$$V = T \operatorname{sen} \alpha + N \operatorname{cos} \alpha$$

$$V = T \operatorname{sen} \alpha + (N' + ul) \operatorname{cos} \alpha$$

$$N' = \frac{V}{\operatorname{cos} \alpha} - T \operatorname{tan} \alpha - ul$$

Pero

$$T = \frac{sl}{FS} = \frac{sb \operatorname{sec} \alpha}{FS} \quad (4.7)$$

$$N' = \frac{V}{\operatorname{cos} \alpha} - sb \operatorname{sec} \alpha \frac{\operatorname{tan} \alpha}{FS} - ul \quad (4.8)$$

El esfuerzo normal efectivo σ' en la base de la dovela es

$$\sigma' = \frac{N'}{l} \quad (4.9)$$

y

$$b = l \cos(\alpha) \quad (4.10)$$

Sustituyendo las Ecuaciones 4.8 y 4.10 en la Ecuación 4.9

$$\sigma' = \frac{V}{b} - s \frac{\tan \alpha}{FS} - u \quad (4.11)$$

Reemplazando la Ecuación 4.11 en la Ecuación 4.1

$$s = c' + \left(\frac{V}{b} - u \right) \tan \varphi' - s \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{FS}$$

$$s = \frac{c' + (V/b - u) \tan(\varphi')}{1 + \tan(\alpha) \tan(\varphi')/FS} \quad (4.12)$$

Sustituyendo la Ecuación 4.12 en la Ecuación 4.6

$$FS = \frac{\sum \frac{[c' b_i + (V - u b) \tan(\varphi')]}{1 + \tan(\alpha) \tan(\varphi')/FS} \sec(\alpha)}{\sum (V \sin(\alpha) + S_h \cos(\alpha))} \quad (4.13)$$

Poniendo subíndices a las cantidades de cada dovela

$$FS = \frac{\sum \frac{[c' b_i + (V_i - u_i b_i) \tan(\varphi')]}{1 + \tan(\alpha_i) \tan(\varphi')/FS} \sec(\alpha_i)}{\sum (V_i \sin(\alpha_i) + S_{h_i} \cos(\alpha_i))} \quad (4.14)$$

La magnitud de la subpresión hidráulica u_i en una dovela se obtiene de la siguiente forma. En la dovela i consideremos un punto A situado a la mitad de la base de dicha dovela. Pasemos el plano horizontal de referencia por el punto A (Figura 4.3; Whitlow, 1994) y tracemos por este punto una línea equipotencial paralela a las dos equipotenciales vecinas (Figura 4.3).

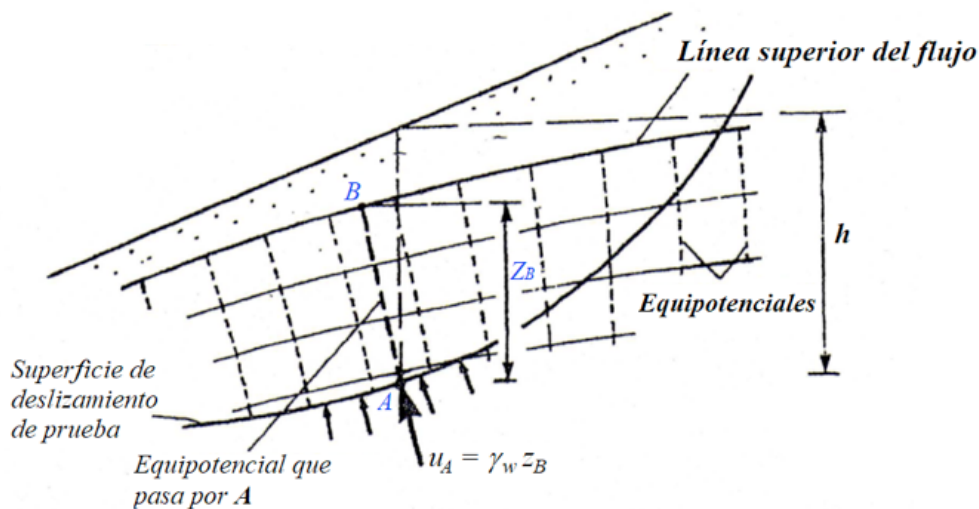


Figura 4.3 Presión de poro con infiltración bajo régimen establecido.
Modificada de (Whitlow, 1994)

Las alturas piezométricas en los puntos A y B valen

$$h_A = 0 + \frac{u_A}{\gamma_w}$$

$$h_B = z_B + 0$$

Dado que A y B se encuentran sobre la misma línea equipotencial $h_A = h_B$, por lo tanto

$$\frac{u_A}{\gamma_w} = z_B$$

$$u_A = z_B \gamma_w$$

Por lo anterior, para determinar la presión hidráulica en el punto A se debe medir la distancia vertical entre este y la “salida” de la línea equipotencial (punto B). Esta distancia, multiplicada por el peso volumétrico del agua, da el valor de la presión hidráulica en el punto A, el cual es el que debe usarse como u_i en la Ecuación 4.14, para el cálculo del factor de seguridad de un suelo totalmente saturado bajo el nivel de agua freática.

El factor de seguridad, para una superficie de falla supuesta, se obtiene por tanteos, hasta que el valor supuesto y el calculado de FS con la Ecuación 4.14 coinciden. El factor de seguridad mínimo del talud se obtiene trazando varios arcos de circunferencia y determinando para cada uno de ellos el factor de seguridad con la Ecuación 4.14, hasta hallar la magnitud mínima de FS .

Si no se presenta presión hidráulica en la zona de falla del talud, podemos hacer $u = 0$, $c' = c$, $\phi' = \phi$. La Ecuación 4.14 queda

$$FS = \frac{\sum [c' b_i + V_i \tan(\phi)] \sec(\alpha_i)}{\sum (V_i \sin(\alpha_i) + S_{h_i} \cos(\alpha_i))} \quad (4.15)$$

4.2 Método de Janbu

Este procedimiento permite obtener el factor de seguridad de un suelo cohesivo-friccionante en forma relativamente sencilla y rápida (Janbu, 1954). Se toman en cuenta la presencia de una sobrecarga sobre la corona del talud, de grietas de tensión y de las condiciones hidráulicas en el talud (Figura 4.4).

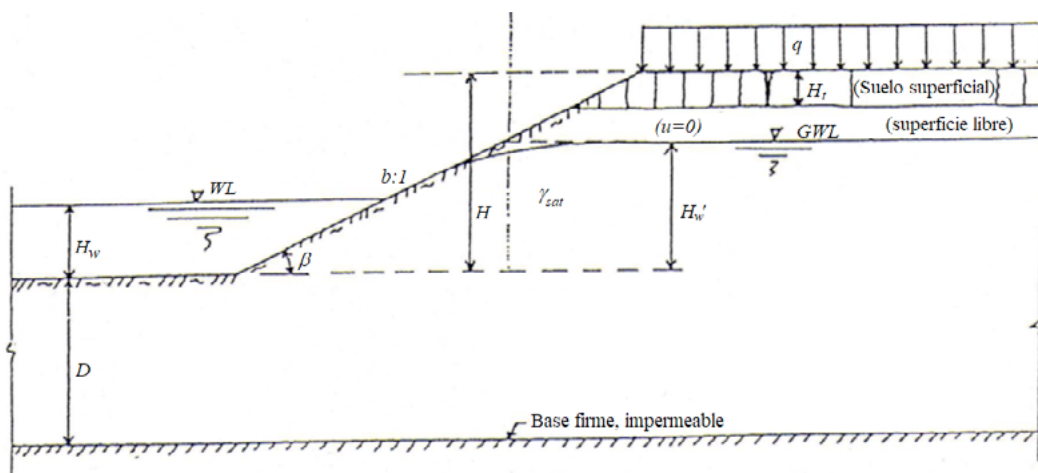


Figura 4.4 Combinación de sobrecarga, sumergimiento, grietas de tensión y filtración (Janbu, 1954)

El factor de seguridad está dado por

$$FS = \frac{N_{sfc}}{p_d} \quad (4.16)$$

donde

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} \quad (4.17)$$

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t \quad (4.18)$$

μ_w , μ_q y μ_t se obtienen de las Figuras 4.5 y 4.6.

N_{cf} se halla a partir de la Figura 4.7a, donde

$$\lambda_{c\phi} = \frac{p_e \tan \phi}{c} \quad (4.19)$$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_e} \quad (4.20)$$

$$\mu_e = \mu_q \mu_w' \quad (4.21)$$

μ_w' se determina usando la Figura 4.5b. La ubicación del círculo crítico se obtiene de la Figura 4.7.

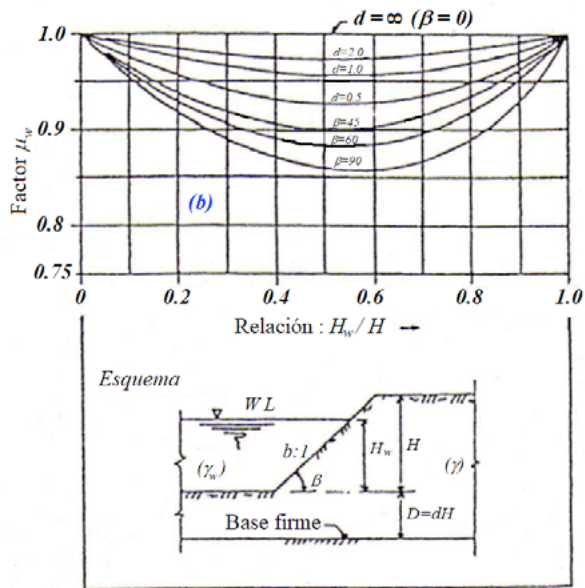
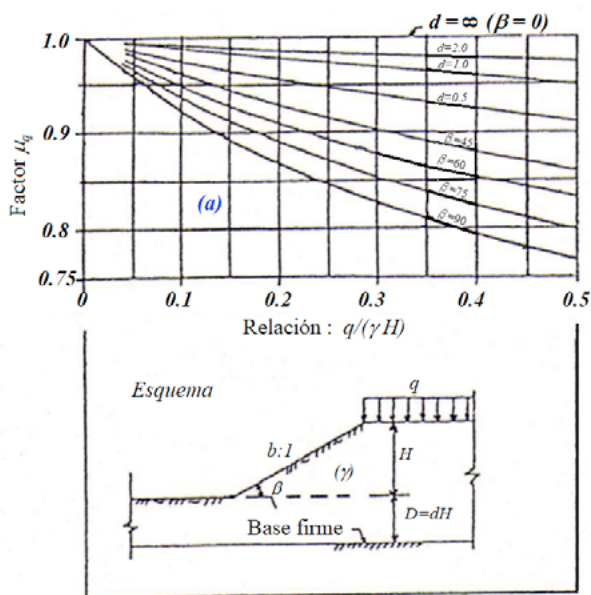
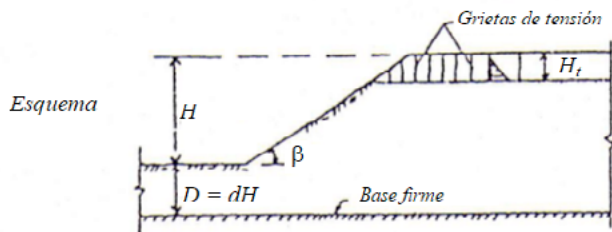
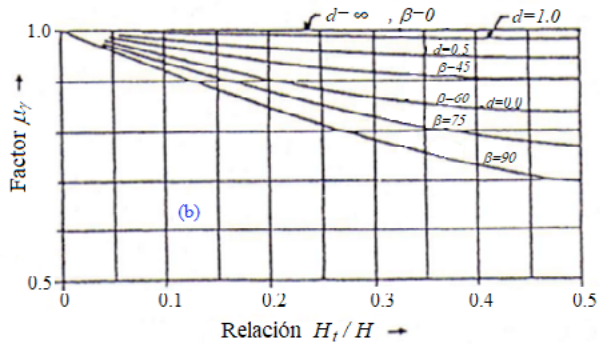
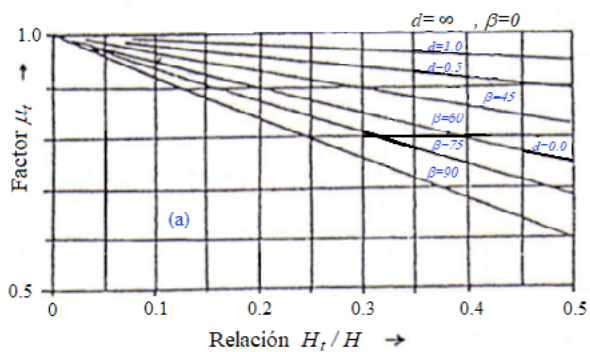


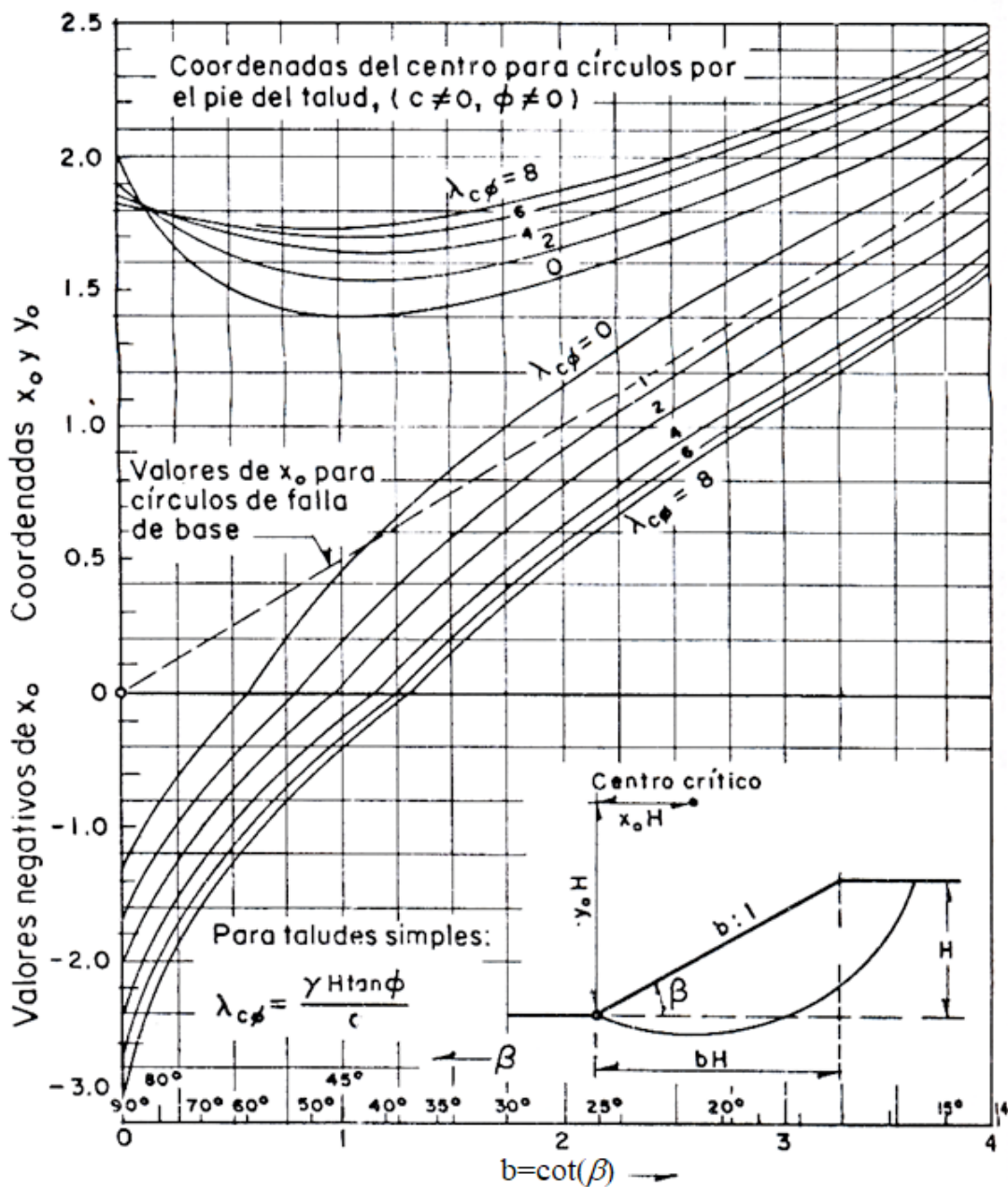
Figura 4.5 Factores de reducción μ_q y μ_w



Gráfica (a): La presión hidrostática total está actuando en las grietas de tensión.

Gráfica (b): La presión hidrostática es igual a cero.

Figura 4.6 Factor de reducción μ_t (Janbu, 1954)



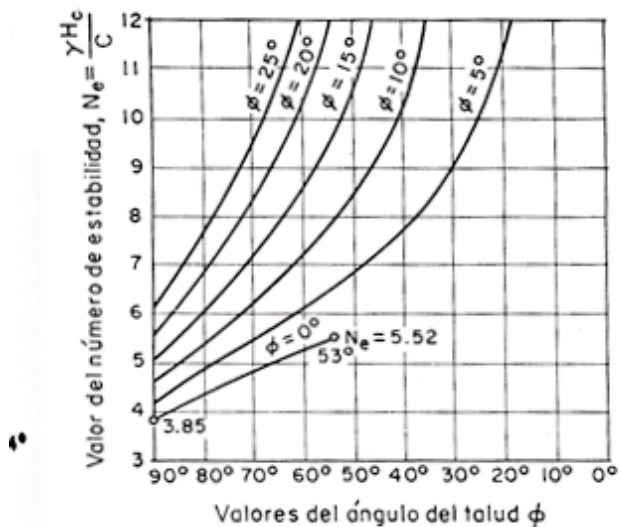
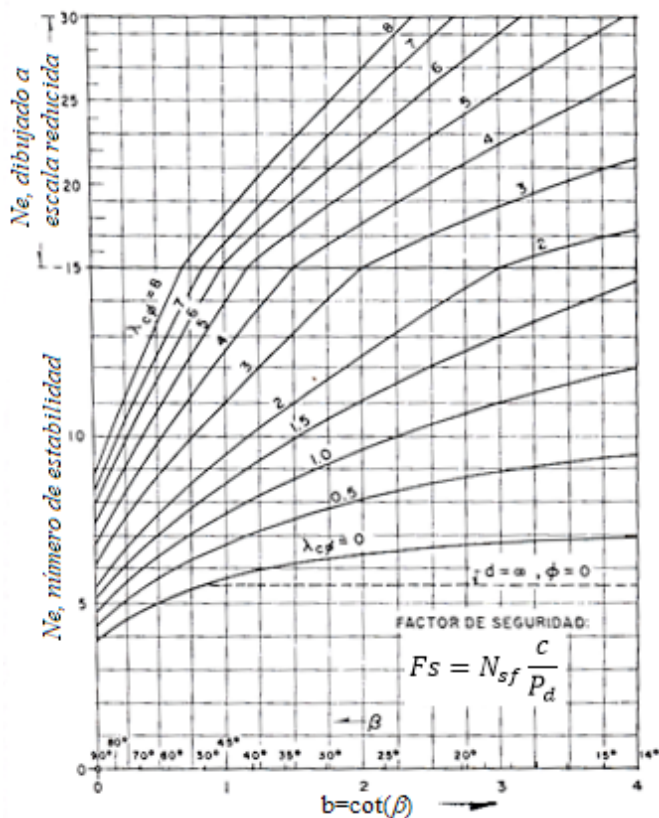


Figura 4.7. Número de estabilidad, centro de coordenadas y porción friccionante de F_a para círculos críticos cuando (Janbu, 1954)

4.2.1 Ejemplo 4.E.1. Cálculo del Factor de Seguridad de un talud, Janbu

Obtener el factor de seguridad mínimo del talud de la Figura 4.E.1.1, usando el método de Janbu. Considerar una profundidad de las grietas de tensión de 1.5 m. Determinar las coordenadas del centro del círculo crítico que pasa por el pie del talud.

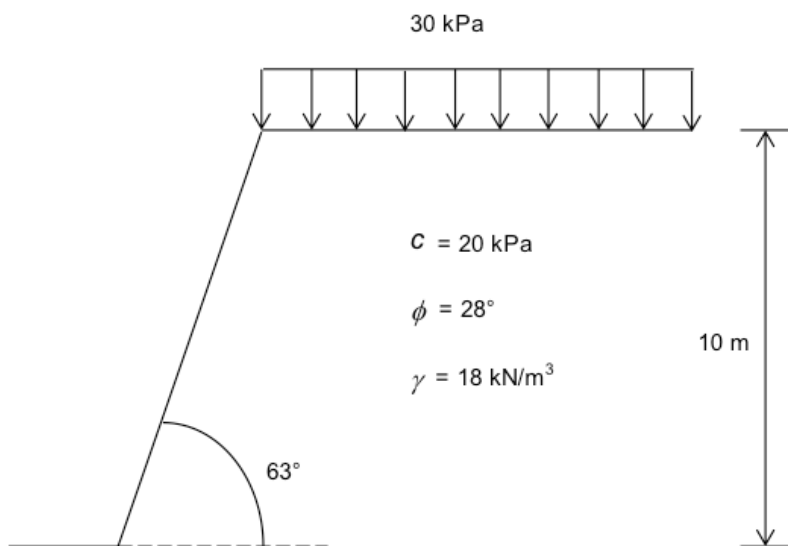


Figura 4.E.1.1 Ejemplo

Solución

$$\frac{q}{\gamma H} = \frac{30}{18(10)} = 0.167, \mu_q = 0.915 \text{ (Figura 4.5a)}$$

$$\mu_w = 1 \text{ (Figura 4.5b, } H_w = 0)$$

$$\frac{Ht}{H} = 1.5/10 = 0.15, \mu_t = 0.91 \text{ (Figura 4.6)}$$

Reemplazando en la Ecuación 4.18

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t = (1)(0.915)(0.91) = 0.833$$

Utilizando la ecuación 4.17

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{18(10) + 30}{0.833} = 252.1 \text{ kPa}$$

$$\mu_e = \mu_q \mu'_w = 0.915(1) = 0.915 \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

Sustituyendo en la Ecuación 4.20

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_e} = \frac{18(10) + 30}{0.915} = 229.508 \text{ kPa}$$

Empleando la ecuación 4.19

$$\lambda_{c\phi} = \frac{p_e \tan \phi}{c} = \frac{229.508 \tan 28^\circ}{20} = 6.102$$

De la Figura 4.7a: $N_{cf} = 11.75$

Remplazando en la Ecuación 4.16

$$FS = \frac{N_{sf} c}{p_d} = \frac{11.75 (20)}{252.21} = 0.932$$

Coordenadas del centro del círculo crítico

De la Figura 4.7: $x_o = -1.07$, $y_o = 1.74$

$X_o = -1.07(10) = -10.7$ m, $y_o = 1.74(10) = 17.4$ m, medidos a partir del pie del talud (Figura 4.7)

4.2.2 Ejemplo 4.E.2. Obtención del Factor de Seguridad de un talud, Janbu

Determinar el factor de seguridad mínimo del talud de la Figura 4.E.2.1, usando el método de Janbu. Obtener las coordenadas del centro del círculo crítico que pasa por el pie del talud.

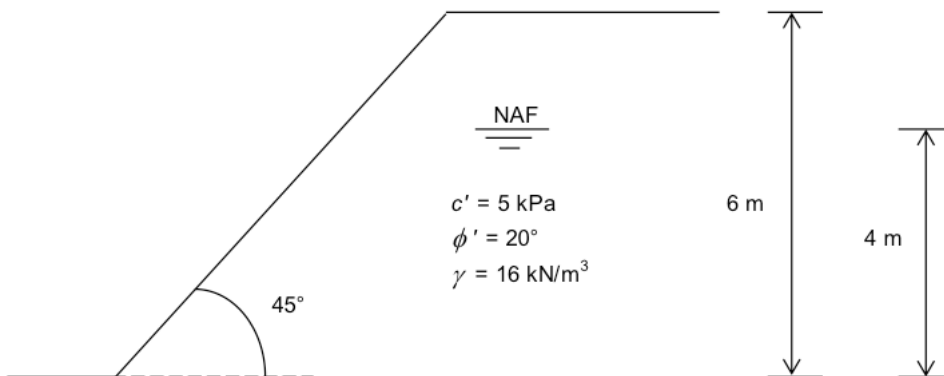


Figura 4.E.2.1 Propiedades del talud

Solución

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t = 1$$

Utilizando la Ecuación 4.17

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{186(6)}{1} = 96 \text{ kPa}$$

$$\frac{H'_w}{H} = \frac{4}{6} = 0.667, \mu_w' = 0.91 \quad (\text{Figura 4.5b})$$

$$\mu_e = \mu_q \mu_w' = (1)0.91 = 0.91 \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_e} = \frac{16(6) - 9.81(4)}{0.91} = 229.508 \text{ kPa}$$

Sustituyendo en la ecuación 4.19

$$\lambda_{c\phi} = \frac{p_e \tan \phi}{c} = \frac{62.37 \tan 20^\circ}{5} = 5.54$$

De la Figura 4.7a: $N_{cf} = 13.2$

$$FS = \frac{N_{sf} c}{P_d} = \frac{13.2(5)}{96} = 0.688$$

Coordenadas del centro del círculo crítico

De la Figura 4.7: $x_o = -0.12$, $y_o = 1.67$

$X_o = -0.12(6) = -0.72$ m, $y_o = 1.67(6) = 10.02$ m, medidos a partir del pie del talud (Figura 4.7).

4.3 Método simplificado

Se presenta un procedimiento simplificado para un suelo cohesivo-friccionante, cuya ley de resistencia está dada por

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

El análisis funciona para fallas por el pie del talud. Da valores del factor de seguridad ligeramente mayores que otros métodos más elaborados.

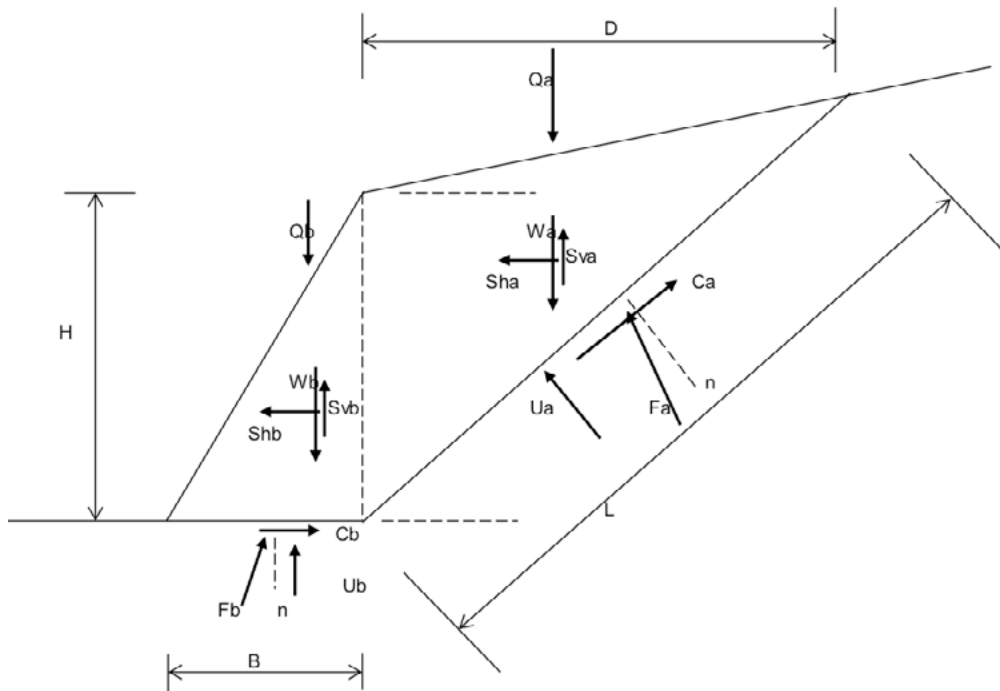


Figura 4.8 Superficie supuesta de falla

Sea el talud mostrado en la Figura 4.8. Se supone la superficie de falla indicada en la misma figura. Las literales tienen el siguiente significado:

- W = peso de la cuña
- Q = sobrecarga sobre la cuña
- S_h = fuerza sísmica horizontal
- S_v = fuerza sísmica vertical
- C = fuerza resistente debida a la cohesión del suelo
- F = fuerza resistente debida a la fricción del suelo
- U = fuerza de subpresión hidrúlica
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Hagamos

$$V_a = W_a + Q_a - S_{va} \quad (4.22)$$

$$V_b = W_b + Q_b - S_{vb} \quad (4.23)$$

El factor de seguridad FS se define como

$$FS = \Sigma F_R / \Sigma F_A \quad (4.24)$$

donde

ΣF_R = sumatoria de fuerzas resistentes

$$\Sigma F_R = (V_a \cos \theta - U_a) \tan \varphi + c_a + (V_b - U_b) \tan \varphi + c_b \quad (4.25)$$

ΣF_A = sumatoria de fuerzas actuantes

$$\Sigma F_A = V_a \sin \theta + S_{ha} \cos \theta + S_{hb} \quad (4.26)$$

4.4 Determinación de las fuerzas de subpresión hidráulica

Consideremos las fuerzas de subpresión hidráulica indicadas en la Figura 4.9. En dicha figura

$$L_w = \frac{N'_w}{\sin \theta} = H'_w \csc \theta$$

$$U_a = \frac{L_w \gamma_w H'_w}{2}$$

$$U_a = \frac{\gamma_w (H'_w)^2 \csc \theta}{2} \quad (4.27)$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta \quad (4.28)$$

$$U_b = \frac{B \gamma_w (H'_w)^2}{2} = \gamma_w H'_w H \cot \beta \quad (4.29)$$

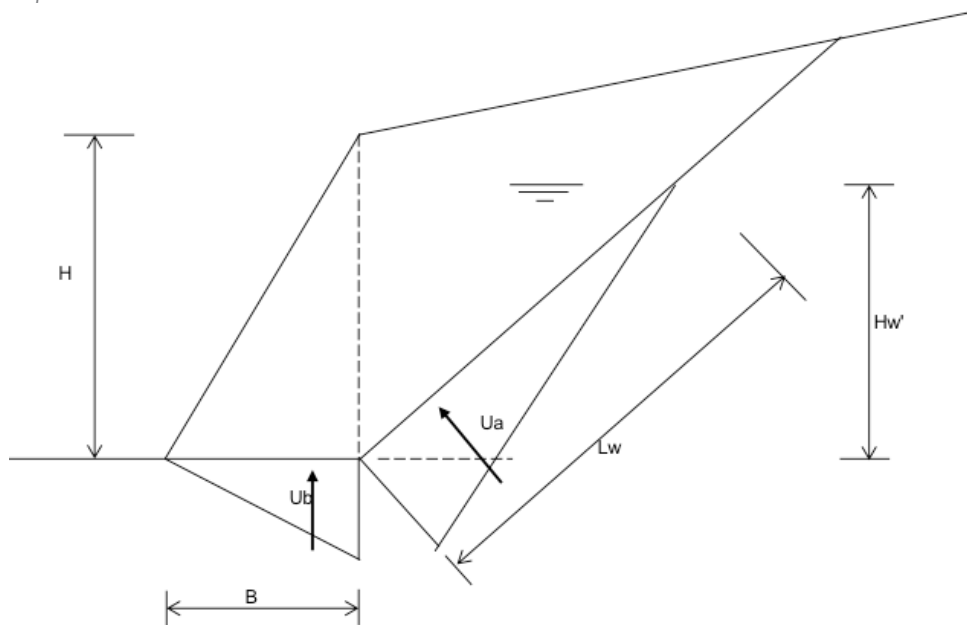


Figura 4.9 Determinación de las subpresiones hidráulicas

4.5 Fórmulas para el cálculo del factor de seguridad

Se emplean las siguientes fórmulas (Figura 4.8)

$$\varepsilon = \theta - \alpha \quad (4.30)$$

$$L = \frac{H [\text{sen } (90^\circ + \alpha)]}{\text{sen } \varepsilon} \quad (4.31)$$

$$A_a = H L \cos \theta / 2 \quad (4.32)$$

$$W_a = \gamma A_a \quad (4.33)$$

$$D = L \cos \theta \quad (4.34)$$

$$Q_a = q D \quad (4.35)$$

$$C_a = c L \quad (4.36)$$

C_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = coeficiente sísmico vertical

$$S_{ha} = c_{sh} (W_a + Q_a) \quad (4.37)$$

$$S_{va} = c_{sv} (W_a + Q_a) \quad (4.38)$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta \quad (4.39)$$

$$A_b = \frac{H^2 \cot \beta}{2} \quad (4.40)$$

$$W_b = \gamma A_b \quad (4.41)$$

$$C_b = c B \quad (4.42)$$

$$S_{hb} = c_{sh} (W_b + Q_b) \quad (4.43)$$

$$S_{vb} = c_{sv} (W_b + Q_b) \quad (4.44)$$

4.6 Determinación del factor de seguridad

El factor de seguridad se obtiene usando la Ecuación 4.24, variando para ello el ángulo θ (Figura 4.8) hasta que se alcanza el menor valor de dicho factor de seguridad. Como la superficie de falla del talud no es necesariamente la superficie de falla crítica, se recomienda reducir el menor factor de seguridad obtenido, multiplicándolo por 0.8, es decir

$$FS_{min} = 0.8 \text{ menor } (FS)$$

El uso de la Ecuación 4.24 tiene la ventaja de que se puede programar en hoja de cálculo de una computadora.

4.6.1 Ejemplo 4.E.3. Determinación del Factor de Seguridad de un talud

Determinar el factor de seguridad de un talud que tiene las siguientes características (Figura 4.E.3.1): $c = 30$ kPa, $\phi = 28^\circ$, $\gamma = 18$ kN/m³, $H = 10$ m, $\beta = 75^\circ$, $q = 30$ kPa, $c_{sh} = 0.06$. Considerar una cuña de deslizamiento con $\theta = 52^\circ$.

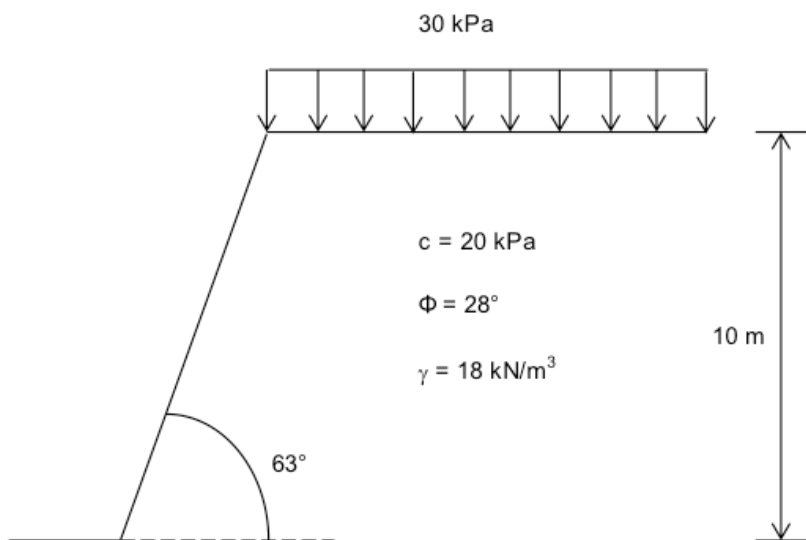


Figura 4.E.3.1. Características del talud

Solución

Aplicando las Ecuaciones 4.30 a 4.44, obtenemos los siguientes valores

$$\varepsilon = 52^\circ$$

$$L = 12.69 \text{ m}$$

$$A_a = 39.0643 \text{ m}^2$$

$$W_a = 703.157 \text{ kN}$$

$$D = 7.813 \text{ m}$$

$$Q_a = 234.38 \text{ kN}$$

$$C_a = 380.7 \text{ kN}$$

$$S_{ha} = 56.252 \text{ kN}$$

$$B = 2.6795 \text{ m}$$

$$A_b = 13.3975 \text{ m}^2$$

$$W_b = 241.154 \text{ kN}$$

$$C_b = 80.385 \text{ kN}$$

$$S_{hb} = 14.469 \text{ kN}$$

Usando las Ecuaciones 4.1 a 4.5

$$V_a = 937.537 \text{ kN}$$

$$V_b = 241.154 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_R = 896.214 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_A = 787.89 \text{ kN}$$

$$FS = 1.137$$

$$FS_{min} = 0.8(1.137) = 0.91$$

Resolviendo el problema en hoja de cálculo de computadora, se halla un factor de seguridad mínimo $FS_{min} = 0.8(1.135) = 0.908$, que corresponde a un ángulo $\theta = 54^\circ$.

4.7 Suelos friccionantes

En un suelo friccionante la superficie de falla de la cuña de deslizamiento se puede considerar plana (Figura 4.10). Tomando en cuenta las fuerzas indicadas en la Figura 4.10, el factor de seguridad se define

$$FS = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A}$$

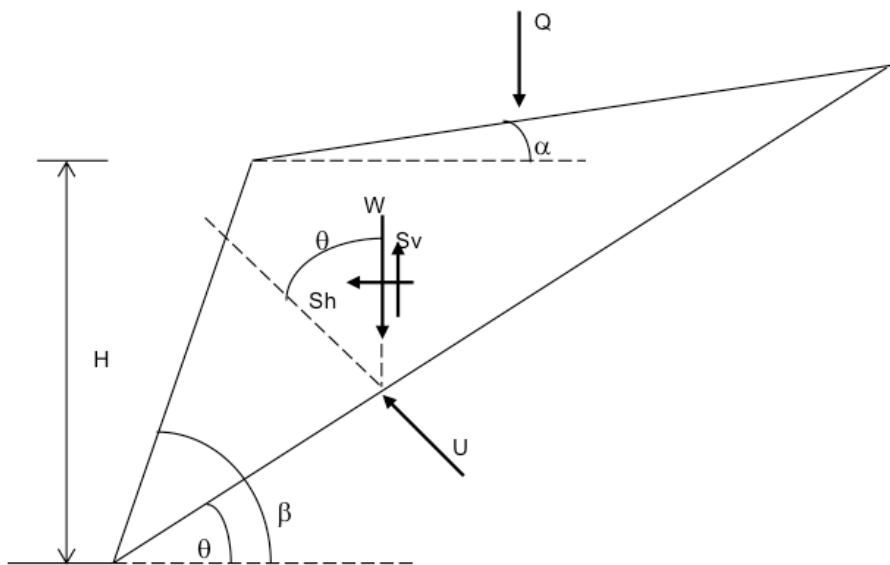


Figura 4.10. Talud en un suelo friccionante

Sea

$$V = W + Q - S_v \quad (4.45)$$

$$\Sigma F_R = (V \cos \theta - S_h \operatorname{sen} \theta - U) \tan \phi \quad (4.46)$$

$$\Sigma F_A = V \operatorname{sen} \theta + S_h \cos \theta \quad (4.47)$$

$$FS = \frac{(V \cos \theta - S_h \operatorname{sen} \theta - U) \tan \phi}{V \operatorname{sen} \theta + S_h \cos \theta} \quad (4.48)$$

En la Ecuación 4.48 se varía el ángulo θ hasta que se obtiene el menor valor de FS del talud en cuestión.

Consideremos $S_h = S_v = U = 0$ en la Ecuación 4.48

$$FS = \frac{(W+Q) \cos \theta \tan \phi}{(W+Q) \operatorname{sen} \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (4.49)$$

En la Ecuación 4.49 el factor de seguridad mínimo FS_{min} se obtiene cuando $\theta = \theta_{max}$. Pero $\theta_{max} = \beta$ (Figura 4.10). Por lo tanto

$$FS_{min} = \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \quad (4.50)$$

La Ecuación 4.50 indica que, en un talud sometido solamente a sobrecarga y peso propio, o únicamente a peso propio, el factor de seguridad mínimo depende solo de la relación entre β y ϕ . Así

$$\text{para } \beta < \phi: FS_{min} > 1$$

$$\text{para } \beta = \phi: FS_{min} = 1$$

$$\text{para } \beta > \phi: FS_{min} < 1$$

4.8 Fórmulas para el cálculo de las fuerzas en la cuña de deslizamiento

De acuerdo con la geometría de la Figura 4.11

$$B = \frac{H \text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \quad (4.51)$$

$$L = \frac{B \text{sen}(180^\circ - \theta)}{\text{sen}\epsilon} \quad (4.52)$$

$$\epsilon = \theta - \alpha \quad (4.53)$$

$$A_1 = \frac{BH}{2} \quad (4.54)$$

$$A_2 = \frac{BL' \text{sen}\alpha}{2} \quad (4.55)$$

$$A = A_1 + A_2 \quad (4.56)$$

$$W = \gamma A \quad (4.57)$$

$$Q = q L' \cos \alpha \quad (4.58)$$

$$S_h = c_{sh} (W + Q) \quad (4.59)$$

$$S_v = c_{sv} (W + Q) \quad (4.60)$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

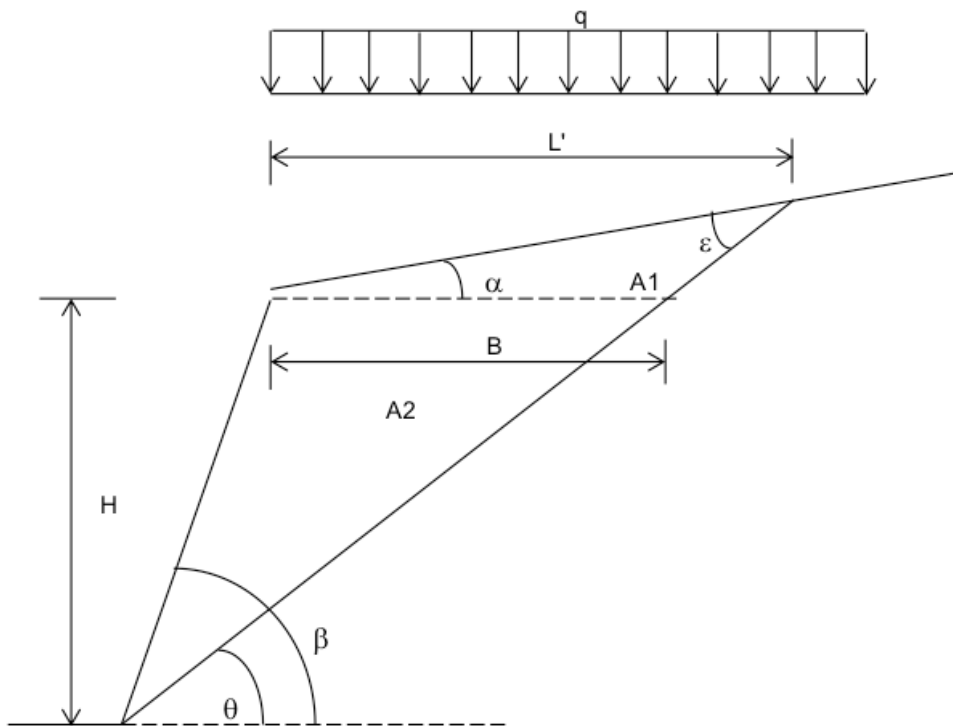


Figura 4.11. Geometría del talud

4.8.1 Ejemplo 4.E.4 Determinar el factor de seguridad mínimo del talud de la Figura 4.E.4.1. Considerar $H = 8$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, $c_{sh} = 0.12$, $c_{sv} = 0$, $\phi = 44^\circ$, $\beta = 38^\circ$, $\alpha = 8^\circ$, $q = 30$ kPa, $U = 0$.

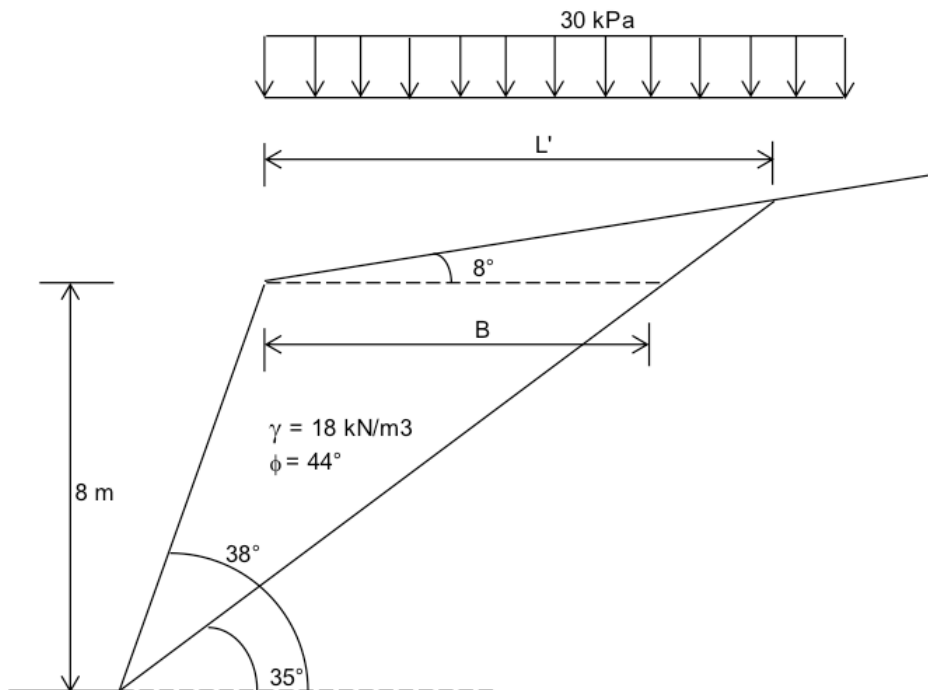


Figura 4.E.4.1. Características del talud

Solución

Sea $\theta = 35^\circ$. Usando las Ecuaciones 4.51 a 4.60 obtenemos
 $B = 1.186$ m, $L' = 1.498$ m, $A_1 = 4.743$ m², $A_2 = 0.124$ m², $A = 4.866$ m²,
 $W = 87.591$ kN, $Q = 44.502$ kN, $S_h = 15.851$ kN, $S_v = 0$

Sustituyendo valores en la Ecuación 4.48: $FS = 1.078$

Variando el ángulo θ se determina un $FS_{min} = 0.974$, para $\theta = 37.9^\circ$

Nota. Si el talud está sometido solamente a peso propio y sobrecarga, sin sismo, el factor de seguridad mínimo es $FS_{min} = \tan \phi / \tan \beta = 1.236$.

4.9 Suelos cohesivos

En suelos puramente cohesivos la posición de la superficie de falla depende del ángulo β del talud (Figura 4.12). Así, si $\beta > 53^\circ$ la falla pasa por el pie del talud (Figura 4.13), mientras que si $\beta < 53^\circ$ se presenta una falla por la base del talud (Figura 4.14).

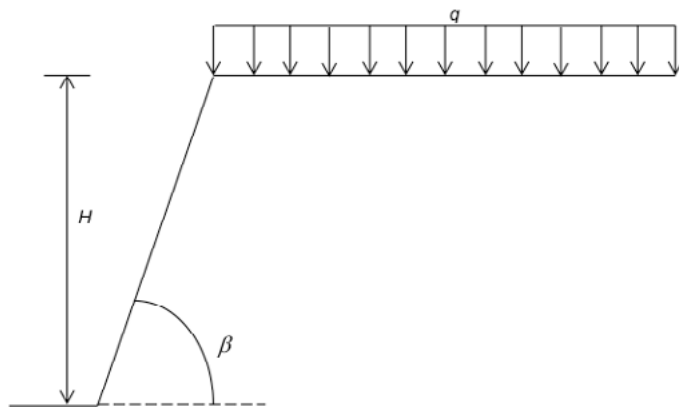


Figura 4.12 Suelo puramente cohesivo

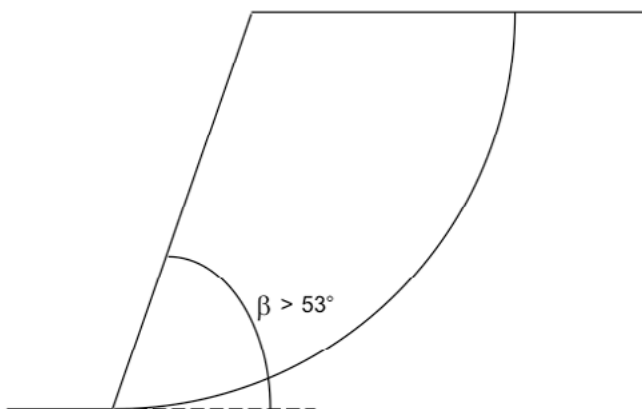


Figura 4.13. Falla por el pie del talud. $\beta > 53^\circ$.

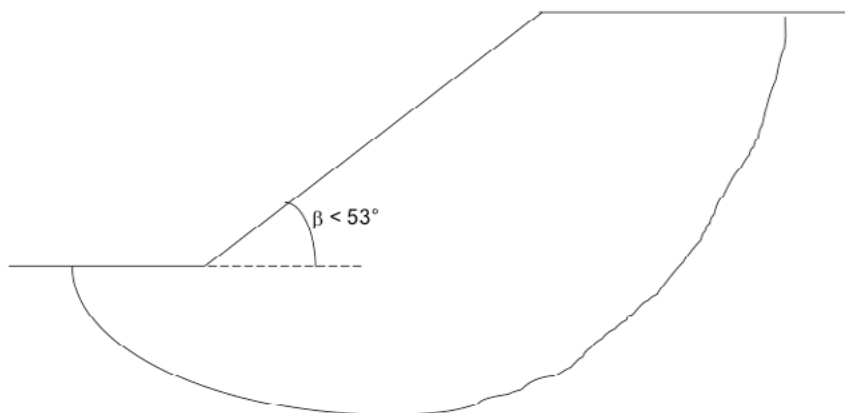


Figura 4.14. Falla por la base. $\beta < 53^\circ$.

Por lo tanto, para $\beta > 53^\circ$ se pueden usar las gráficas de Janbu o similares, correspondientes a falla por el pie del talud.

En cambio, para $\beta < 53^\circ$ la falla es por la base del talud, y se puede demostrar que la superficie de falla tiende a ser muy profunda (en un medio semi infinito el radio del círculo crítico tiende teóricamente a infinito); el centro del círculo queda a la mitad de la base del talud (Juárez Badillo y Rico, 1998). El factor de seguridad queda dado

$$FS = \frac{N_{cf}c}{Pd} \quad (4.61)$$

Como se trata de condiciones no drenadas:

$$P_d = \frac{\gamma H + q}{\mu d} \quad (4.62)$$

$$\mu_d = \mu_q \mu_t \quad (4.63)$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(\gamma H \tan \phi)}{c} = 0$$

Para $\lambda_{c\phi} = 0$ y $\beta < 53^\circ$, la superficie de falla pasa por la base, el número de estabilidad N_{cf} es constante y toma el valor $N_{cf} = 5.525$. Reemplazando en la Ecuación 4.61

$$FS = \frac{5.525 c}{Pd} \quad (4.64)$$

En forma aproximada, la Ecuación 4.64 se puede poner

$$FS = \frac{5.525 c}{\gamma H + q} \quad (4.65)$$

4.9.1 Ejemplo 4.E.5. Determinación del Factor de Seguridad de un Talud

Determinar el factor de seguridad del talud de la Figura 4.E.5.1.

$$c_u = 60 \text{ kPa}, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, H = 6 \text{ m}, q = 30 \text{ kPa}, \beta = 45^\circ$$

No considerar grietas de tensión.

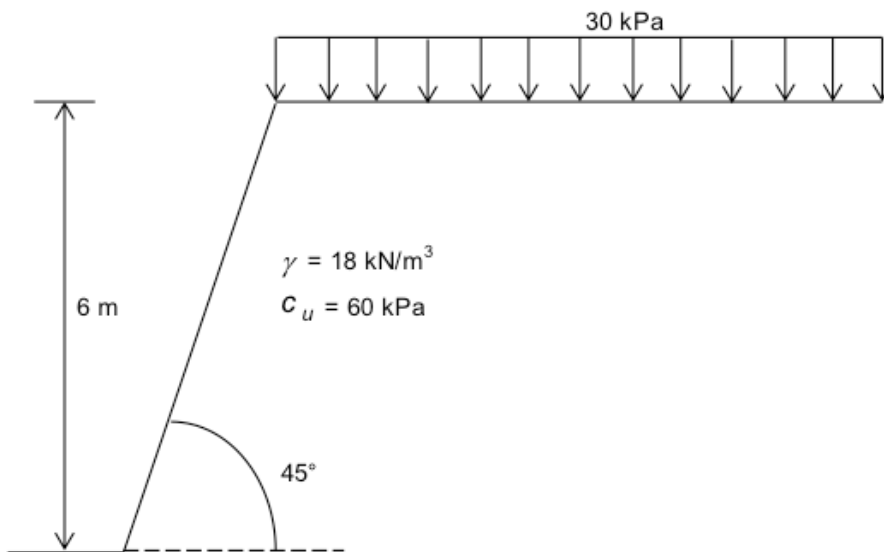


Figura 4.E.5.1. Características del talud.

Solución

$$\frac{q}{\gamma H} = \frac{30}{18(6)} = 0.278, \mu q = 0.91 \text{ (Figura 4.E.5.1)}$$

$$\mu_d = 0.91(1) = 0.91 \text{ (Ecuación 4.63)}$$

$$\text{Usando la Ecuación 4.62: } p_d = \frac{18(6)+30}{0.91} = 151.35 \text{ kPa}$$

$$\text{Reemplazando en la Ecuación 4.64: } FS = \frac{5.535(60)}{151.65} = 2.19$$

$$\text{Utilizando la ecuación aproximada (Ecuación 4.65): } FS = \frac{5.535(60)}{18(6)+30} = 2.40$$

Comentario final

En los incisos anteriores se han empleado para el análisis de estabilidad de taludes la cohesión c y el ángulo de fricción interna f del suelo. Las ingenieras y los ingenieros deben tener presente que estos parámetros de resistencia pueden cambiar con el tiempo, sobre todo en lo que se refiere a la cohesión del terreno. Además, con frecuencia la cohesión del suelo disminuye con el tiempo, lo que puede dar lugar a una disminución del factor de seguridad del talud con el transcurso del tiempo. Por lo tanto, deberá estimarse el mínimo valor de la cohesión, y usarse este para el cálculo de la estabilidad del talud.

Por otra parte, la presencia de presiones hidráulicas en el cuerpo del talud tiene una influencia decisiva en la estabilidad del talud, así que deberán estimarse también las condiciones hidráulicas más desfavorables durante la vida útil, y considerarlas para el análisis de estabilidad del talud. Es claro que una de las medidas más efectivas para mejorar la estabilidad de un talud consiste en usar eficientes sistemas de drenaje, tanto superficiales como subterráneos, pues la disminución de las presiones de poro aumenta sustancialmente la resistencia al corte del suelo.

Referencias

- Benoit, J y Clough, G W, “*Self-boring pressure-meter tests in soft clay*”, Jour Geot Eng, ASCE, vol 112, N° 1: 60-78, enero 1986
- Bertram, G E, “*Rockfill compaction by vibratory rollers*”, Proc 2nd Panamerican Conf Soil Mech Found Eng, Brasil, 1: 441-455, 1963
- Budhu, M, *Soil Mechanics and Foundations*, Wiley, 2000
- Casagrande, A. “*Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review*”. V Panam Conf Soil Mech Found Eng. Buenos Aires, 1975.
- Das, B M, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Thomson Learning, 2001
- Deméneghi, A, Magaña, R y Sanginés, H. *Fundamentos de Mecánica del Medio Continuo*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2003
- Deméneghi, A, “*Sobre el empleo de correlaciones en mecánica de suelos*”, Revista Ingeniería, Vol LII, N° 2: 81-87, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982a
- Deméneghi, A, “*Aplicaciones de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del valle de México*”, Revista Ingeniería, Vol LII, N° 4: 95-106, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982b

- Deméneghi, A y Sanginés, H, “*Análisis estadístico de propiedades de los suelos de la zona poniente de la ciudad de México*”, XX Reunión Nal. MEcuación Suelos, vol. 2: 379-385, Oaxaca, Oax., Soc. Mex. MEcuación Suelos, nov 2000
- Ellstein, A, “*Medición de la capacidad de carga in-situ mediante un cono dinámico especial*”, Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 17-21, Soc Mex MEcuación Suelos, México, D F, 1992
- Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993
- Ishihara, K, “*Stability of natural deposits during earthquakes*”, State of the Art, XI Int Conf Soil Mech Foun Eng, San Francisco, 1985
- Janbu, N, “*Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*”, Harvard University, 1954
- Juárez Badillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed., Limusa, 1976
- Juárez Badillo, E y Rico, A. (1998) “*Mecánica de Suelos*”, Tomo 2, Limusa, México, D F
- Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser, F y Poulos, H G, “*Stress-deformation and strength characteristics*” IX Int Conf Soil Mech Found Eng, Tokio, 1977
- León, J L, “*Propiedades del suelo*”, Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México: 22-36, Soc. Mex. MEcuación Suelos, México, D. F., 1976
- Liao, S y Whitman, R V, “*Overbuden correction factors for SPT in sand*”, Jour Geotech Eng, ASCE, 112(3), 373-377, 1986
- Marsal, R J, “*Propiedades de los suelos compactados*”, VI Congr Panam MEcuación Suelos Ing Ciment, vol I, Lima, 1979
- Marsal, R J y Mazari, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959

- Mayne, P W y Kulhawy, F H, *Ko-OCR relationships in soil*, Jour Geot Eng Div, ASCE, Vol 108, N° GT6: 851-872, june, 1982
- Meyerhof, G G, “*Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*”, *Jour Soil Mech Found Div*, SM-1, ASCE, enero 1956
- Nelson, J D y Miller, D J, *Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*, Wiley, 1992
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Departamento del Distrito Federal, 2017
- Ovando Shelley, E, Sánchez Sesma, F J y Arias, A. *Análisis y Diseño Sísmico de Muros de Retención*, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre 1979
- Ovando, E. y Segovia, J. A. “*Licuaación de arenas*”. TGC Geotecnia, 1996.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Departamento del Distrito Federal, 1987
- Rico A. y Del Castillo, H (1974) “*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*”. Vol. 1. Limusa, México.
- Robertson, P K y Wride, C E, “*Evaluating cyclic liquefaction potential using de cone penetration test*”, *Can Geotech Jour*, Ottawa, 35(3), 442-459, 1998
- Santoyo, E, “*Empleo del cono estático en un túnel de la ciudad de México*”, X Reunión Nal. MEcuación Suelos, Morelia, Soc. Mex. MEcuación Suelos, 1980
- Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E, *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, 1989.
- Schmertmann, J H, “*Static cone to compute static settlement over sand*”, *Jour Soil Mech Found Div*, ASCE, SM3, mayo 1970
- Schmertmann, J. H., “*Guidelines for CPT performance and design*”, Federal Highway Administration, HDV, 22, EUA, 1977.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. “*ground motions and soil liquefaction during earthquakes*”, *Earthquake Eng. Research Inst.*, Monograph Series, 1982.
- Seed, H B and Idriss, I M, “*Simplified procedures for evaluation soil liquefaction potential*”, *Proc ASCE*, Vol 97, SM9: 1249-1273, 1971

- Seed, H. B. Idriss, I. M. and Arango, I. “*Evaluation of liquefactions potential using field performance data*”. Proc ASCE Jour Geotech Eng Div, Vol. 109, No. 3, 1983
- Skempton, A W, “*The pore-pressure coefficients A and B*”, Géotechnique, vol IV, 1954
- Sowers, G F, “*Shallow foundations*”, cap 6 de Foundation Engineering, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962
- Tamez, E, Santoyo, E, Mooser, F y Gutiérrez, C E, *Manual de Diseño Geotécnico*, Vol 1, Covitur, Sria Gral Obras, Depto Distrito Federal, 1987
- Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed, Wiley, New York, 1967
- Whitlow, R. (1994) “*Fundamentos de Mecánica de Suelos*”, 2a ed, CECSA
- Youd T. L. et al. (2001). “*Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction resistance of Soils*”. Jour Geotech Geoenviron Eng, ASCE , Vol 127(10), October.
- Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

El fenómeno de compactación consiste en una reducción de la relación de vacíos de un suelo, con el propósito de mejorar sus propiedades mecánicas.

Es importante señalar que la compactación es un medio, no un fin en sí misma, para mejorar las propiedades mecánicas de un suelo.

[Puede ocurrir que un aumento de la compactación redunde en un perjuicio de una propiedad mecánica: por ejemplo, en una arcilla expansiva, un alto grado de compactación puede conducir a que el suelo exhiba una alta expansibilidad, lo que puede resultar perjudicial para la obra de ingeniería.]

Por otra parte, compactar excesivamente un suelo puede dar lugar a propiedades mecánicas que no son estrictamente necesarias para una cierta obra de ingeniería; en este caso se está haciendo un gasto excesivo innecesario.]

A1.1 Suelos cohesivos

Consideremos un suelo de mediana a alta plasticidad que exhibe cierta cohesión, tal como una arena limosa (con limo plástico, SM), arena arcillosa (SC), arcilla de mediana plasticidad (CH) o arcilla de alta plasticidad (CH).

Recordemos que el peso volumétrico seco se define (Figura A1.1)

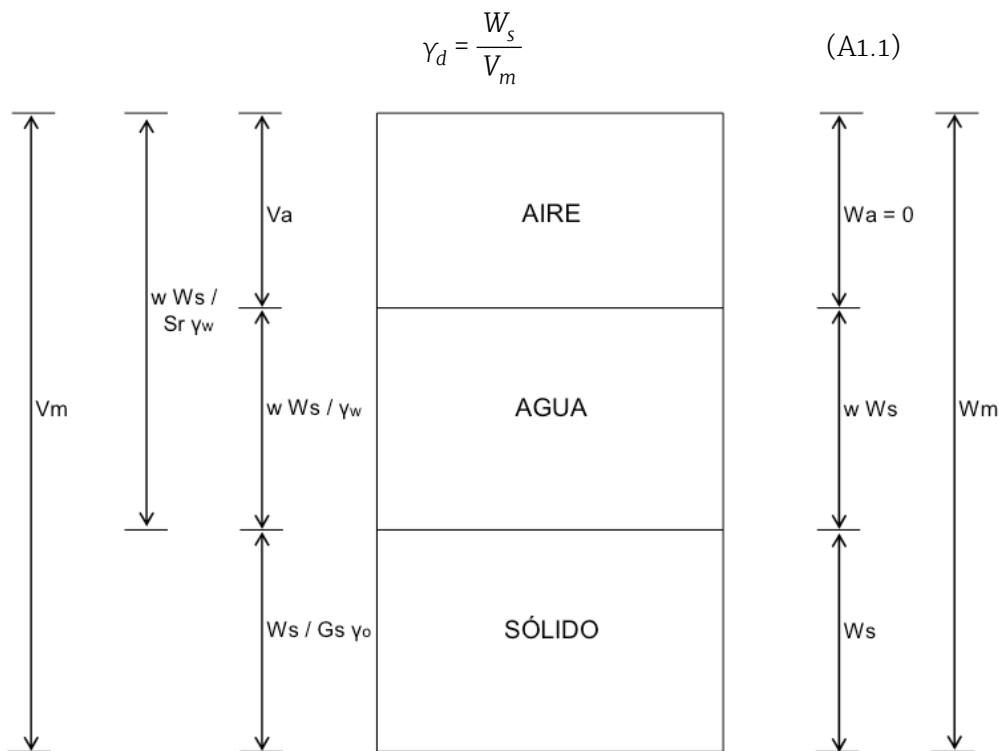


Figura A1.1 Esquema de las fases de un suelo

Dada una muestra de suelo, el peso seco W_s se mantiene constante, y el efecto de la compactación se refleja en el volumen de la muestra V_m : a mayor compactación menor volumen V_m y mayor γ_d (puesto que W_s es

constante). Por lo tanto, el peso volumétrico seco γ_d se puede usar como una medida de la compacidad de un suelo: al acrecentarse γ_d se produce un aumento de la densificación de una muestra de suelo.

Sobre una muestra de suelo cohesivo, como los señalados al principio de este inciso, llevamos a cabo una prueba Próctor estándar, cuyas características se indican a continuación.

A1.2 Prueba Proctor estándar

La prueba de compactación Proctor estándar consiste en compactar el suelo en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón que se deja caer libremente desde una altura prefijada (Juárez Badillo y Rico, 1976).

El molde es un cilindro de 0.94 l de capacidad aproximada, de 10.2 cm de diámetro y 11.7 cm de altura, provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa.

El pisón es de 2.5 kg (kg = kgf) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálica de 5 cm de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm.

Dentro del molde el suelo debe colocarse en tres capas que se densifican dando 25 golpes, repartidos uniformemente en el área del cilindro, a cada una de las capas (Juárez Badillo y Rico, 1976).

La energía específica de compactación vale

$$E_e = \frac{25(3)(30.5)(2.5)}{\frac{\pi(10.2)^2(11.7)}{4}} = 5.98 \frac{\text{kg cm}}{\text{cm}^3}$$

La prueba Proctor modificada es similar a la Proctor estándar, pero se entrega mayor energía al suelo. La energía específica en la prueba Proctor modificada es de $27.2 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$.

Existen otros ensayos de compactación, como la prueba Harvard miniatura, donde la densificación del suelo se alcanza por medio de amasado.

A1.3 Curva de compactación

Tomemos una muestra remoldeada de un suelo cohesivo y supongamos que exhibe un bajo contenido de agua. Practiquemos sobre esta muestra una prueba de compactación Proctor estándar, a partir de la cual obtendremos un peso volumétrico seco γ_d . Anotemos este resultado en un diagrama γ_d - w , como se indica en la Figura A1.2 (punto (w_1, γ_{d1})).

Sobre otra muestra del mismo suelo aumentemos el contenido de agua y repitamos la prueba. Hallamos un segundo punto (w_2, γ_{d2}) . Repitamos el procedimiento para varias humedades w , con lo cual trazamos la curva w - γ_d mostrada en la Figura A1.2.

En la Figura A1.2 observamos que existe una humedad para la cual se alcanza el máximo peso volumétrico seco. A esta humedad se le denomina *humedad óptima* o *contenido de agua óptimo*. A la curva de la Figura A1.2 se le conoce como curva de compactación.

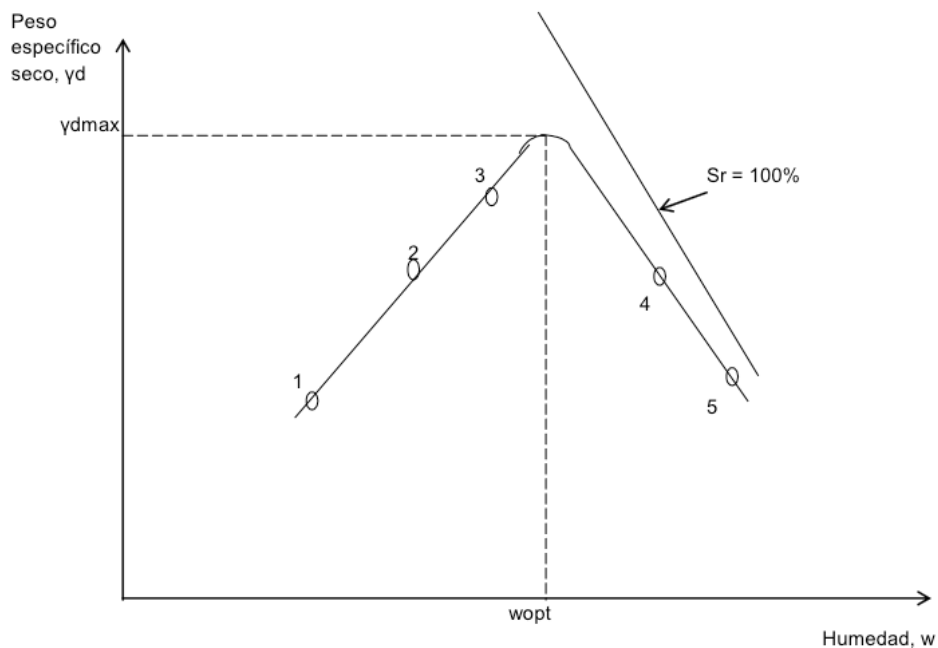


Figura A1.2 Curva de compactación

A1.4 Curva del 100% de saturación

Encontremos a continuación la curva que representa la relación γ_d - w cuando el suelo se encuentra totalmente saturado. De acuerdo con la Figura A1.1, y usando las siguientes relaciones

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{W_s}{G_s \gamma_o}$$

completamos el diagrama de fases de la Figura A1.1.

Ahora bien (Ecuación A1.1)

$$\gamma_d = \frac{w_s}{V_m}$$

De la Figura A1.1

$$\gamma_d = \frac{w_s}{\frac{w_s}{G_s \gamma_o} + \frac{wW_s}{S_r \gamma_w}}$$

Pero $\gamma_w \approx \gamma_o$, por lo tanto

$$\gamma_d = \frac{\gamma_o}{\frac{1}{G_s} + \frac{w}{S_r}} \quad (\text{A1.2})$$

Hacemos $S_r = 1$ en la Ecuación A1.2 y trazamos la curva del 100% de saturación en la Figura A1.2.

A1.5 Grado de compactación

Definimos el grado de compactación G_c de la siguiente forma

$$G_c = \frac{\gamma d_{campo}}{\gamma d_{max}} \quad (\text{A1.3})$$

O bien

$$G_c (\%) = \frac{\gamma d_{campo}}{\gamma d_{max}} \times 100 \quad (\text{A1.4})$$

El peso específico seco de campo se obtiene haciendo una cala en la capa compactada, y midiendo en dicha cala el peso húmedo W_m y el volumen V_m del suelo extraído (figura 3). El peso volumétrico de la muestra γ_m vale

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

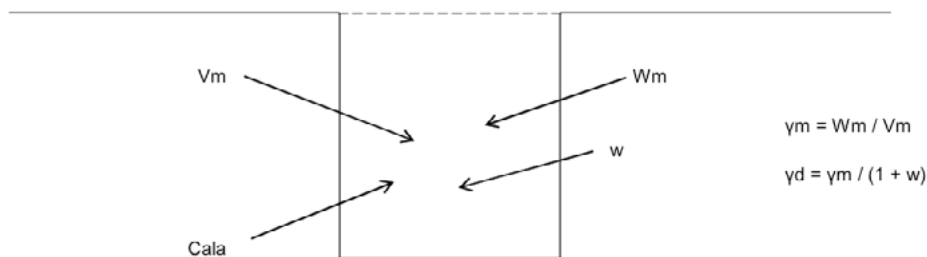


Figura A1.3 Cala para determinar el grado de compactación

Para encontrar γ_d usamos la relación (véase el anexo A2)

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$$

El volumen de la muestra se puede hallar usando una arena de Ottawa, cuyo peso volumétrico γ_{Ott} se ha calibrado

$$\begin{aligned} \gamma_{Ott} &= \frac{W_m}{V_m} \\ V_m &= \frac{W_m}{\gamma_{Ott}} \end{aligned} \quad (A1.5)$$

La cala se rellena con la arena de Ottawa, midiendo el peso de dicha arena que se introdujo en la cala. Usando la ecuación 5 se encuentra el volumen de la cala.

Existen otros procedimientos para hallar el volumen de la muestra en campo, como el método de extractor de núcleos, desplazamiento de agua, métodos nucleares, etcétera (Whitlow, 1994).

El contenido de agua de campo se encuentra tomando una pequeña porción de la muestra extraída de la cala, y secándola al horno con el procedimiento estándar; esta técnica tiene el inconveniente de que la humedad de campo se conoce hasta el siguiente día de haber compactado una capa de suelo. Existen también métodos específicos para hallar en forma menos tardada el valor de w , como son los métodos nucleares (Whitlow, 1994), método de Hilf (Juárez Badillo y Rico, 1976) u otros.

El peso específico seco máximo se tiene que referir a una prueba específica de compactación. Aun cuando la más usual es la prueba Próctor estándar, se pueden usar otro tipo de pruebas.

A1.6 Efecto de la energía de compactación

Si llevamos a cabo un ensayo de compactación que le entregue a una muestra de suelo mayor energía de compactación por unidad de volumen, que por ejemplo la prueba Próctor estándar, es natural que se alcance un mayor peso volumétrico seco, pero también se produce una disminución de la humedad óptima, como se muestra en la figura 4.

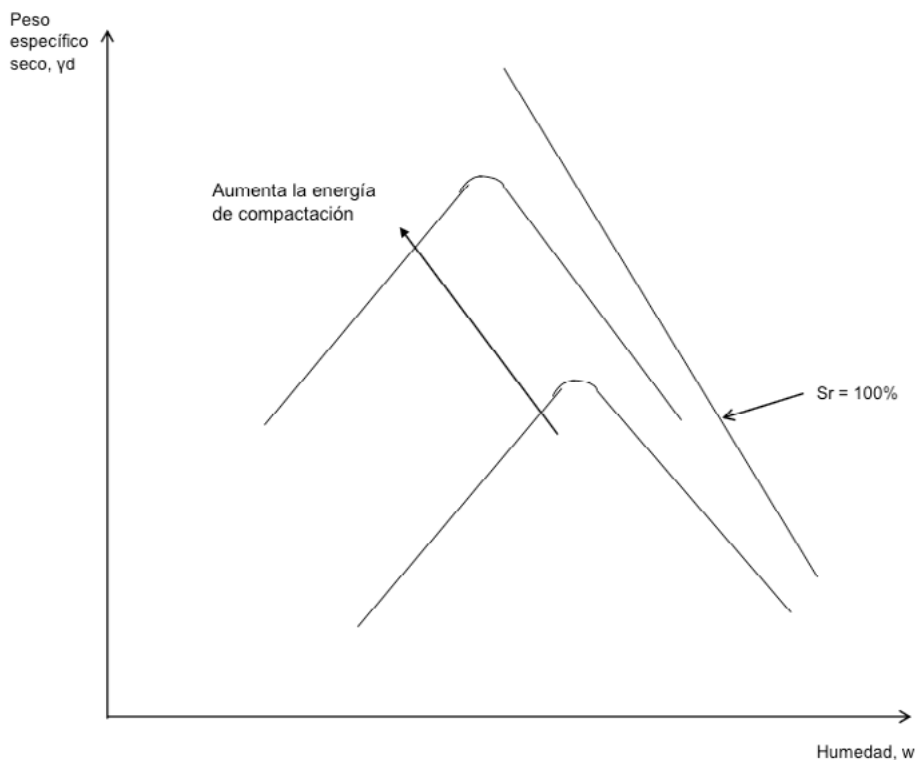


Figura A1.4. Efecto de la energía de compactación

A1.7 Influencia de la estructura del suelo

En forma general, cuando se compacta del lado “seco” de la curva de compactación (Figura A1.5), las fuerzas capilares entre las partículas dificultan la traslación y rotación de éstas y el suelo exhibe una estructura en “castillo de naipes”, como se muestra en la Figura A1.6a. En cambio, cuando se compacta del lado “húmedo” (Figura A1.5) se produce una orientación más o menos paralela de las partículas del suelo, mostrando éste una estructura “dispersa” (Figura A1.6b).

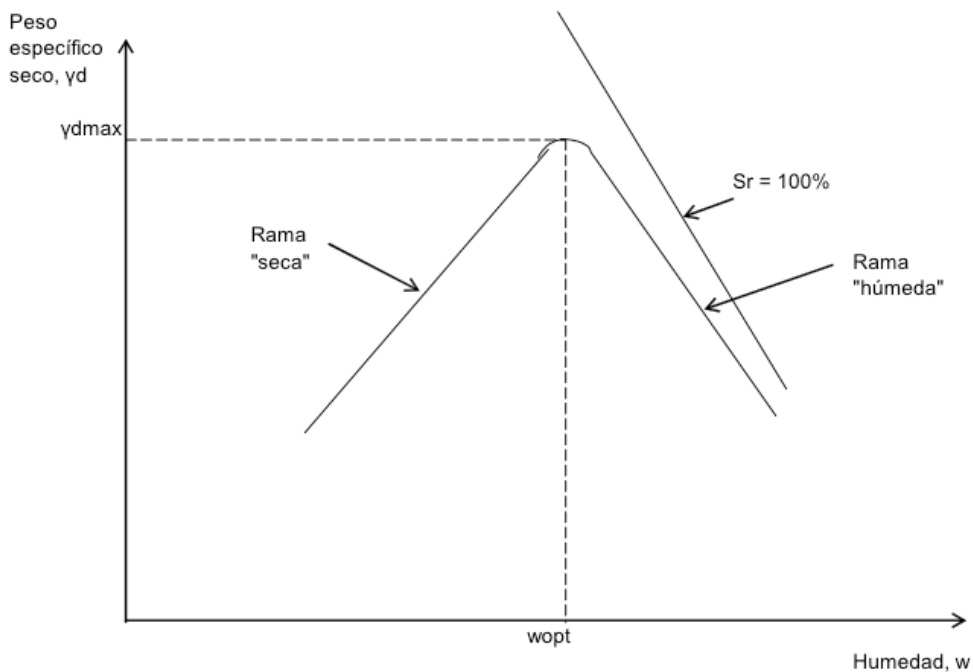


Figura A1.5. Ramas "Seca" y "Húmeda"

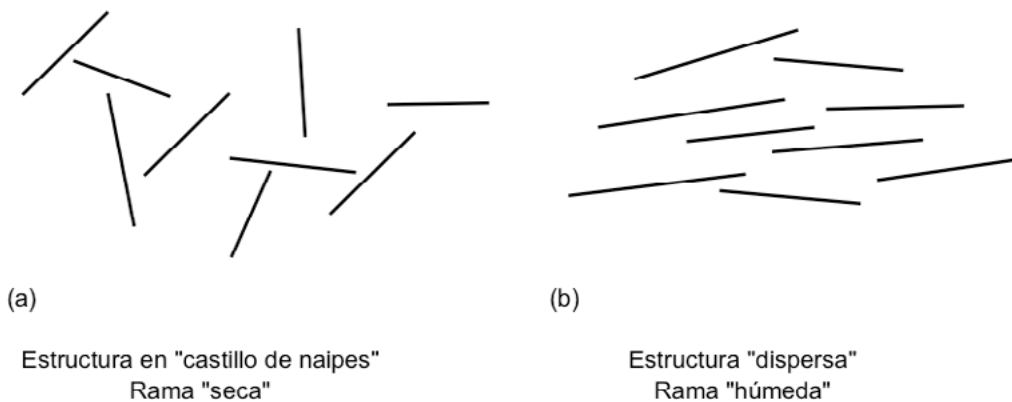


Figura A1.5. Efecto de la estructura del suelo

A1.8 Suelos friccionantes

El procedimiento más efectivo para densificar arena y grava es la vibración del suelo.

Los mejores resultados de compactación se alcanzan con máquinas vibrando a una frecuencia f_1 cercana a la frecuencia de resonancia f_0 del conjunto suelo-vibrador (Terzaghi y Peck, 1967). Para arena gruesa, grava y enrocamiento de fragmentos pequeños se alcanzan buenos resultados con rodillos de 5 a 15 t de peso, equipados con vibradores operando a una frecuencia entre 1100 y 1500 ciclos por minuto (Bertram, 1963). Se emplean capas de 30 a 36 cm de espesor. Con 2 a 4 pasadas de tales rodillos, con una velocidad no mayor que 2.4 km/hora, usualmente se alcanza un buen grado de compactación. No se hace necesario llevar un control de la humedad de compactación.

También se pueden usar rodillos neumáticos jalados por tractores pesados de diesel. En este caso se puede agregar agua al relleno durante el proceso. La mayor parte de la compactación se logra más por el tractor que por el rodillo. Se requieren de 6 a 8 pasadas con el equipo para alcanzar un grado satisfactorio de compactación, siempre y cuando el espesor de la capa no supere los 30 cm (Terzaghi y Peck, 1967).

Para el control del grado de compactación se puede usar la Fórmula A1.4

$$G_c (\%) = \frac{\gamma d_{campo}}{\gamma d_{max}} \quad (A1.6)$$

o bien la compactación relativa, D_r

$$D_r = \frac{e_{nat_{max}}}{e_{min_{max}}} = \frac{\gamma_{d_{max}}}{\frac{\gamma_{d_{nat}} - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{nat}} \gamma_{d_{min}} \gamma_{d_{max}}}}$$

$$D_r(\%) = \frac{\gamma_{d_{max}}}{\gamma_{d_{nat}} \frac{\gamma_{d_{nat}} - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{min}} \gamma_{d_{max}}} \times 100} \quad (A1.7)$$

A1.9 Compactación de campo

Para suelos cohesivos se usan rodillos neumáticos o rodillos “pata de cabra”, con los que se logra un efecto de amasado, dando lugar a una mejor compactación del material.

Como se indicó en el inciso anterior, en suelos friccionantes se emplean métodos vibratorios o rodillos neumáticos jalados por un tractor pesado.

Anexo A2

Peso volumétrico seco

Demostrar la siguiente ecuación

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$$

Solución

Nos auxiliamos del diagrama de la Figura A2.1.

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

$$W_w = wW_s$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (A2.1)$$

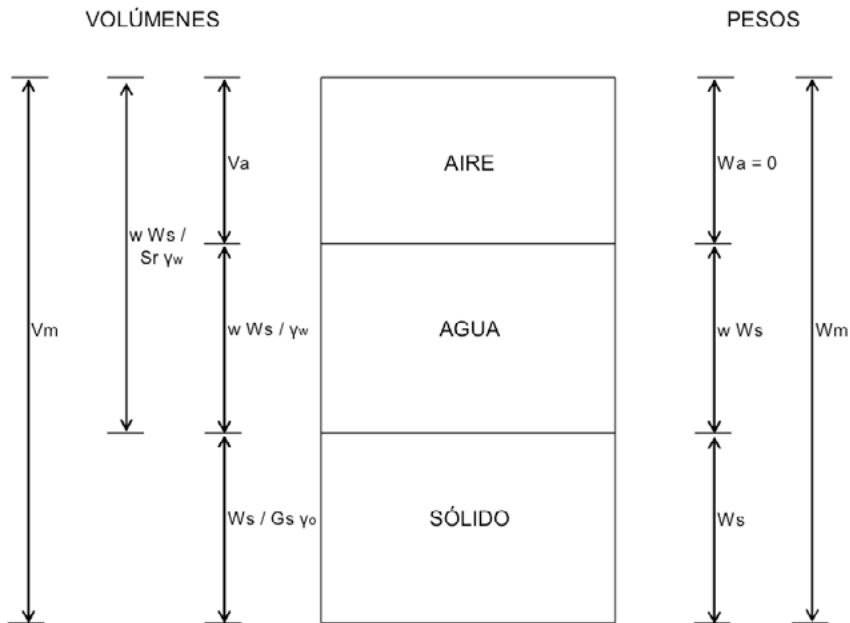


Figura A2.1. Esquema de las fases de un suelo

$$W_m = W_s + wW_s = (1+w) W_s \quad (\text{figura A2.1})$$

$$\gamma_m = \frac{(1+w)W_s}{V_m} \quad (\text{A2.2})$$

Dividimos la ecuación A2.1 entre la ecuación A2.2

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_m} = \frac{\frac{W_s}{V_m}}{\frac{(1+w)W_s}{V_m}}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$$

Anexo A3

Licuación de arenas

Considérese una arena fina en estado suelto, totalmente saturada, cuya ecuación de resistencia al corte está dada por

$$s = \sigma' \tan \varphi = (\sigma - u) \tan \varphi$$

Si la arena se somete a una sollicitación dinámica (debido a un sismo, una vibración, etc.), la presión de poro u aumenta en forma instantánea, lo que produce una reducción de la cantidad $(\sigma - u)$. Si la presión efectiva $(\sigma - u)$ alcanza el valor de cero, la resistencia al corte del suelo se anula, y se dice que se presenta el fenómeno de licuación.

Con el fin de estudiar el fenómeno de licuación, Casagrande introdujo el concepto de relación de vacíos crítica, cuya comprensión se facilita observando el comportamiento de una arena en una prueba de corte directo. En la figura A3.1b la curva L' muestra la respuesta contractiva de una arena suelta; la curva D' es la respuesta dilatante de una arena compacta, y la recta horizontal M' representa la relación de vacíos crítica o compacidad crítica que ambas muestras alcanzarían si el esfuerzo

cortante hubiera continuado con un gran desplazamiento, o si la prueba de corte hubiera iniciado con esa relación de vacíos. En la figura A3.1a la curva L muestra un incremento continuo del desplazamiento en una arena suelta, hasta que eventualmente se alcanza la resistencia última. En cambio, en la arena compacta la curva D desarrolla primero una resistencia de pico, y luego, con un incremento de volumen, la resistencia disminuye y se alcanza la resistencia última de la arena suelta. La curva M representa una prueba iniciada con la relación de vacíos crítica, de tal forma que teóricamente no ocurre cambio de volumen, como se indica en la línea M' de la Figura A3.1b.

Las curvas L_c , M_c y D_c corresponden a curvas de consolidación en pruebas de consolidación unidimensional. Las pruebas de corte directo se hicieron a una presión de confinamiento de 1kg/cm^2 , por lo que los puntos x , y y z son los puntos de inicio de las pruebas de corte directo. Proyectando estos puntos horizontalmente sobre la escala vertical del diagrama (b) encontramos los puntos de inicio x' , y' y z' de las curvas de relación de vacíos vs desplazamientos. Así, los puntos z y z' representan la relación de vacíos crítica para esta arena, para un esfuerzo vertical de consolidación de 1kg/cm^2 . Repitiendo estas pruebas para varias presiones de confinamiento, se obtiene la curva E de relación de vacíos crítica, mostrada en la Figura A3.1c (Casagrande, 1975).

En la figura A3.2 están graficadas las condiciones iniciales, y las condiciones de flujo cuando ocurrió la licuación. Las flechas con sentido hacia la izquierda indican las condiciones iniciales, el punto graficado hacia la izquierda de cada flecha corresponde al esfuerzo efectivo principal menor durante el estado de flujo. En toda clase de pruebas (isotrópicas, anisotrópicas, cíclicas), la falla por flujo se presenta sobre una misma línea, que se denomina línea F, porque corresponde a una licuación acompañada de un flujo de la estructura (Casagrande, 1975).

En la figura A3.3 se muestra una línea de estado estable normalizada, donde

$$p' = \frac{(\sigma'_1 - 2\sigma'_3)}{3}$$

y p_c = presión de consolidación (o de preconsolidación)

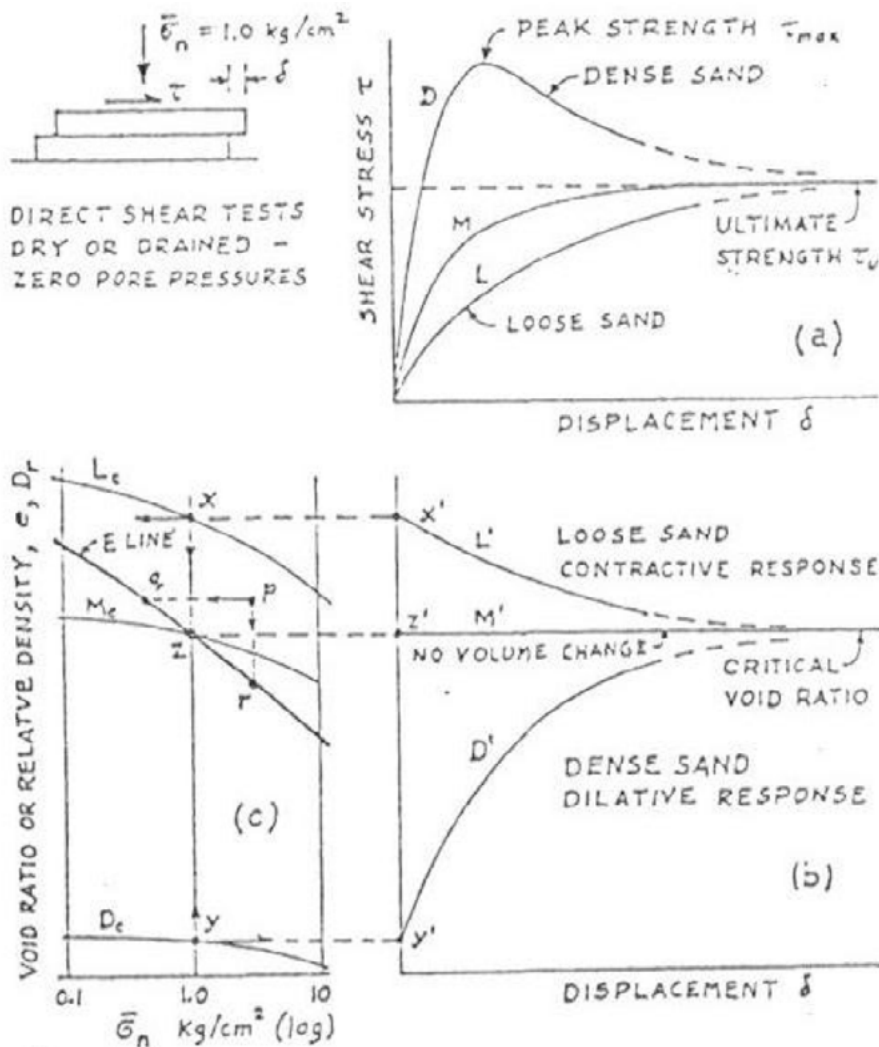


Figura A3.1 Hipótesis de relación de vacíos crítica explicada por medio de pruebas de corte directo (Tomada de Casagrande, 1975).

Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan a materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo; la susceptibilidad de licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejado por arriba y a la derecha de la línea de estado estable. Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea (Ovando y Segovia, 1996).

La susceptibilidad a la licuación se puede estimar con el criterio de Seed e Idriss (1982), que utiliza los resultados de una prueba de cono.

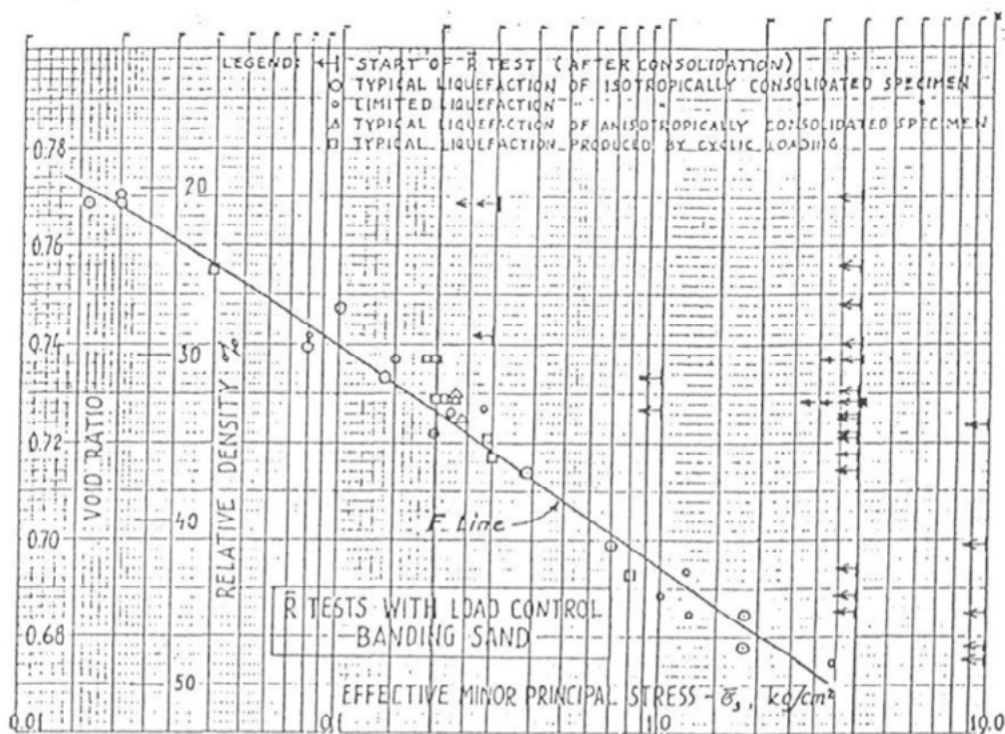


Figura A3.2 Relación de vacíos crítica (Línea F) de pruebas \bar{R} usando incrementos de carga muerta carga cíclica (Tomada de Casagrande, 1975).

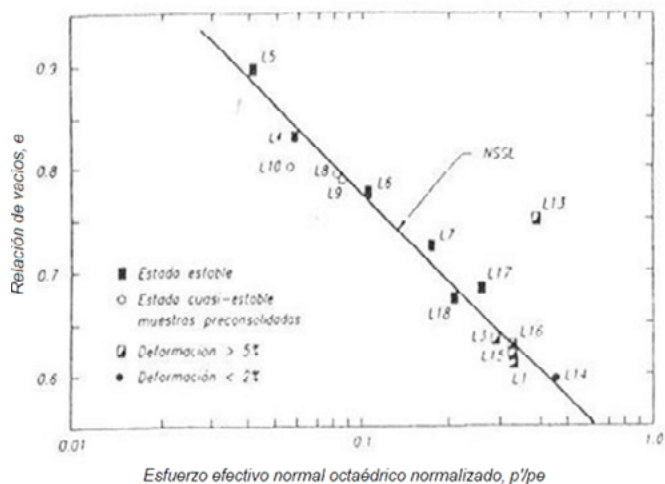


Figura A3.3. Línea de estado estable normalizada. Datos tomados de Konrad (1990). Gráfica modificada de (Ovando y Segovia, 1996)

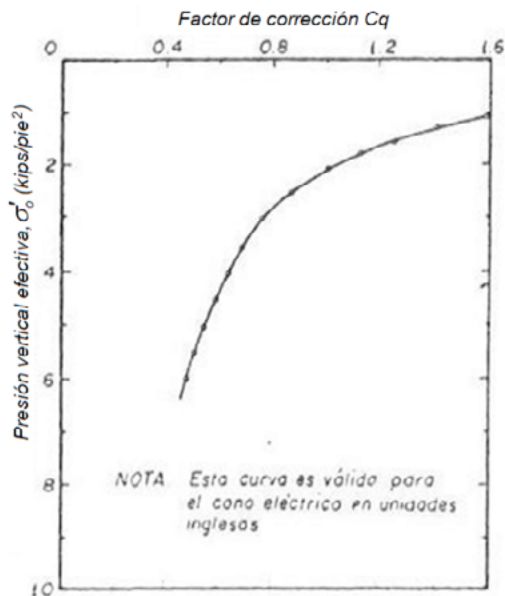


Figura A3.4. Valores recomendados de C_q Gráfica modificada de (Ovando y Segovia, 1996)

Los resultados de una prueba de penetración estándar se pueden correlacionar con los de cono con las siguientes expresiones (Schmertmann, 1977):

Para arenas limpias

$$q_c = 4 a 5 N \tag{A3.1}$$

Para arenas limosas

$$q_c = 3.5 a 4.5 N \tag{A3.2}$$

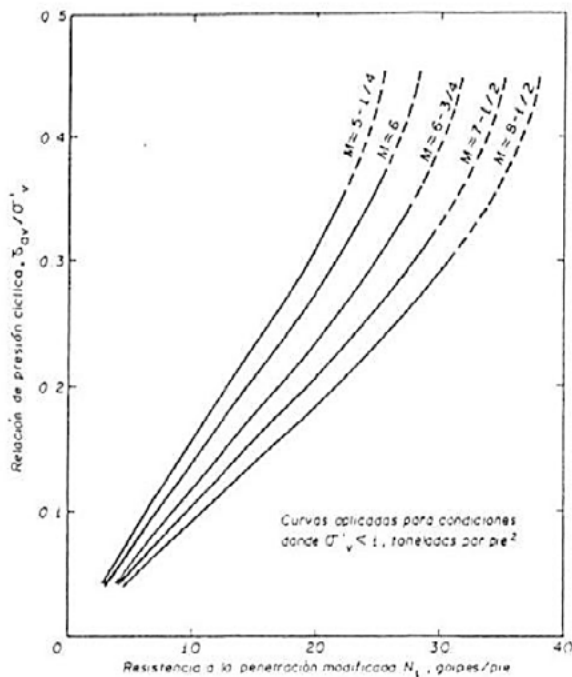
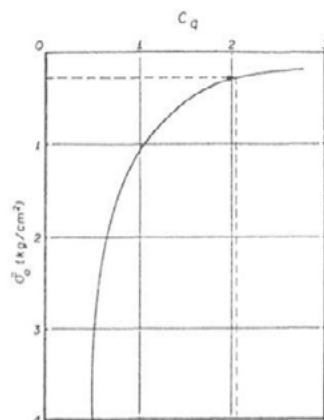
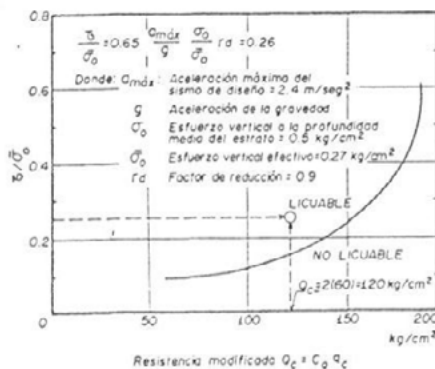


Figura A3.5. Gráfica para la elevación del potencial de licuación de arenas para diferentes magnitudes de sismos (Tomada de Seed and Idriss, 1982)



a) Determinación del Factor de Corrección C_q



b) Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c)

Figura A3.6. Análisis de licuación

Seed *et al.* (1983) proponen corregir q_c con la siguiente expresión:

$$Q_c = C_q q_c$$

donde

Q_c : resistencia modificada

C_q : factor de corrección (Figs. A3.4 y A3.6a)

Tabla A3.1 Factores de corrección

Magnitud del sismo	Factor de corrección para δ/σ_2'
8.5	0.89
7.5	1.00
6.7	1.13
6.0	1.32
5.2	1.50

El estado de esfuerzos inducidos por un sismo a la profundidad media del estrato cuyo potencial de licuación se pretende estimar (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989), se definen mediante el cociente τ/p_v' , siendo τ el esfuerzo cortante debido al sismo y p_v' el esfuerzo vertical efectivo inicial. Para calcular τ/p_v' se utiliza la siguiente expresión (Seed and Idriss, 1982)

$$\frac{\tau}{p_v'} = \beta \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{q} \right) r_d \left(\frac{p_v'}{p_v'} \right)$$

Siendo

g : aceleración de la gravedad

$a_{m\acute{a}x}$: aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo

β : parámetro empírico (se recomienda usar $\beta=0.65$)

r_d : factor de reducción (Figura A3.7)

La amplificación de las ondas sísmicas al atravesar desde la base hasta la parte superior de un depósito de suelo, depende del contenido de frecuencias, de las aceleraciones incidentes en la base del depósito y de las propiedades dinámicas de los suelos; así, la magnitud de las aceleraciones dentro de la masa de suelo disminuye con la profundidad. El parámetro r_d toma en cuenta esta reducción y se puede obtener a partir de la Figura A3.7. Para depósitos poco profundos suele aceptarse que un valor medio para este parámetro es $r_d = 0.9$ (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989).

Las arenas con diversos porcentajes de limos o arcillas también pueden licuarse, aunque su susceptibilidad es menor que la de arenas limpias (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989). Para materiales granulares con finos y con diámetro medio D_{50} menor que 2.5 mm se han construido curvas de Q_c contra τ/p_v' (Figura A3.8).

La susceptibilidad a la licuación de un elemento de suelo se estima de la siguiente forma: se calcula el cociente τ/p_v' utilizando la ecuación A3.4. Con los valores de τ/p_v' y Q_c se entra a las gráficas de las Figs. A3.6 a A3.8, con lo que se aprecia si el suelo es o no licuable. El factor de seguridad contra licuación se puede definir como:

$$FS = \frac{Q_c}{Q_{cl}} \quad (A3.5)$$

donde Q_{cl} es el valor menor de la resistencia de punta modificada para que no exista licuación (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989).

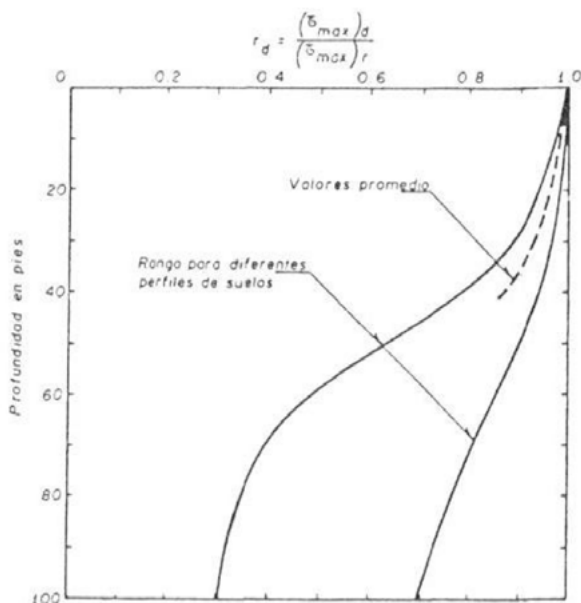


Figura A3.7. Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo (Seed and Idriss, 1982)

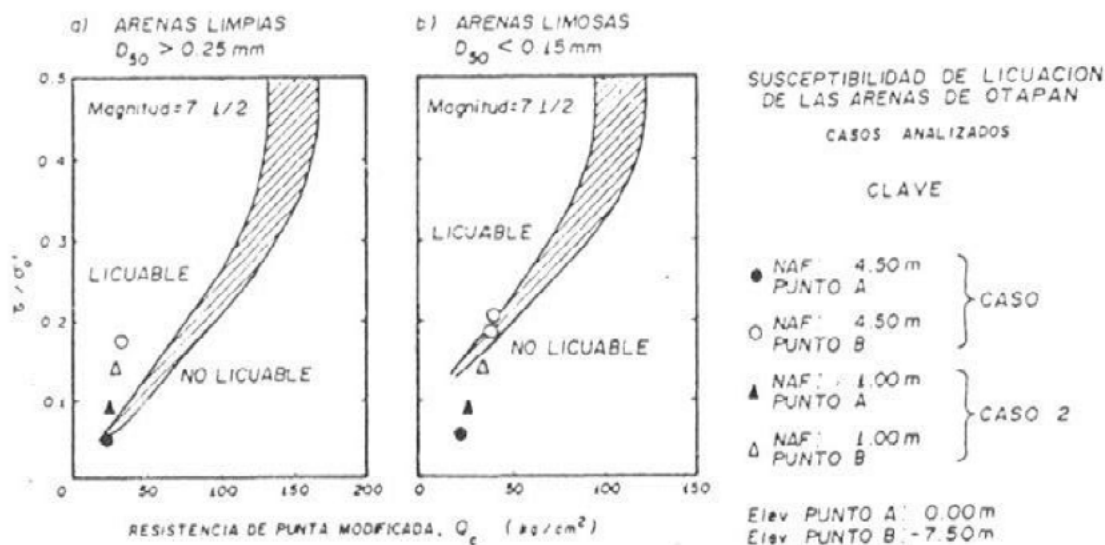


Figura A3.8. Correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración. Prueba CPT (Seed et al., 1983)

A.3.1 Ejemplo A3.1. Estimación de la susceptibilidad a la licuación de una arena

Determinar la susceptibilidad a la licuación de un elemento de suelo situado a 12 m de profundidad, en un sedimento de arena con $\gamma_{sat} = 1.6$ t/m³. Profundidad NAF = 4 m. En una prueba de cono $q_c = 30$ kgf/cm². Considerar una aceleración máxima de 0.12 g y que la magnitud del sismo de diseño es $M = 7.5$.

Solución

$$p_v = 12(1.6) = 19.2 \text{ Pa} = 1.92 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p'_v = 4(1.6) + 8 * (0.6) = 11.2 \text{ Pa} = 1.12 \text{ kgf/cm}^2$$

De la Figura A3.6a: $C_q = 0.9$, $Q_c = 0.9(30) = 27 \text{ kgf/cm}^2$

De la Figura A3.7: $r_d = 0.9$

Sustituyendo en la Ecuación A3.4, con $\beta = 0.65$:

$$\frac{\tau}{p'_v} = 0.65 (0.12) (0.9) \left(\frac{p_v}{p'_v} \right) = 0.702 \left(\frac{p_v}{p'_v} \right)$$

$$\frac{\tau}{p'_v} = 0.12$$

Graficando el punto de coordenadas $Q_c = 27 \text{ kgf/cm}^2$, y $\frac{\tau}{p'_v} = 0.12$ en la Figura A3.8a, se aprecia que el elemento si es susceptible a la licuación.

A3.2 Factor de seguridad

El factor de seguridad se define como (Youd *et al.*, 2001)

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (A3.6)$$

La relación de esfuerzo cíclico (cyclic stress ratio) es

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{p'_v} \right) = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p'_v} = \beta \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \frac{p_{vo}}{p'_{vo}}$$

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z, \text{ para } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z, \text{ para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

Sea una columna de suelo como la mostrada en la Figura A3.9. Si la aceleración en la superficie del terreno es $a_{m\acute{a}x}$, el máximo esfuerzo cortante en la base de la columna vale (Seed e Idriss, 1971; Ishihara, 1985)

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \gamma_t Z$$

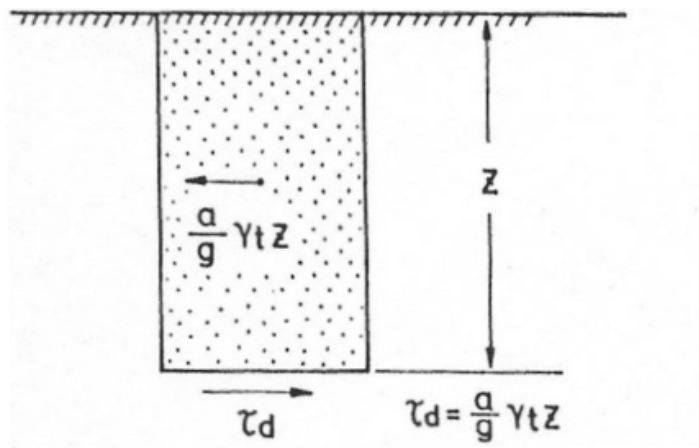


Figura A3.9. Columna de suelo (Ishihara, 1985)

Dado que la columna de suelo se mueve como un cuerpo deformable, el esfuerzo cortante en la base será menor que el dado por la Ecuación A3.6. Así

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \gamma_t Z \quad (\text{A3.7})$$

donde r_d es un coeficiente menor que la unidad, que toma el siguiente valor aproximado Liao y Whitman, 1986; Youd *et al.*, 2001)

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z, \text{ para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (\text{A3.8})$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z, \text{ para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (\text{A3.9})$$

siendo z la profundidad en metros (Figura A3.9).

Dividimos la ecuación A3.7 entre

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p'_v} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \frac{p_v}{p'_v} \quad (\text{A3.10})$$

Sea CRR la relación de esfuerzos que produce la licuación del suelo. En la Figura A3.10 se muestran los valores de CSR y de CRR. Si un punto cae a la izquierda de las curvas CRR, puede ocurrir licuación del suelo.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (A3.11)$$

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (A3.12)$$

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{p_{vo}}{p_a}} \leq 1.7 \quad (A3.13)$$

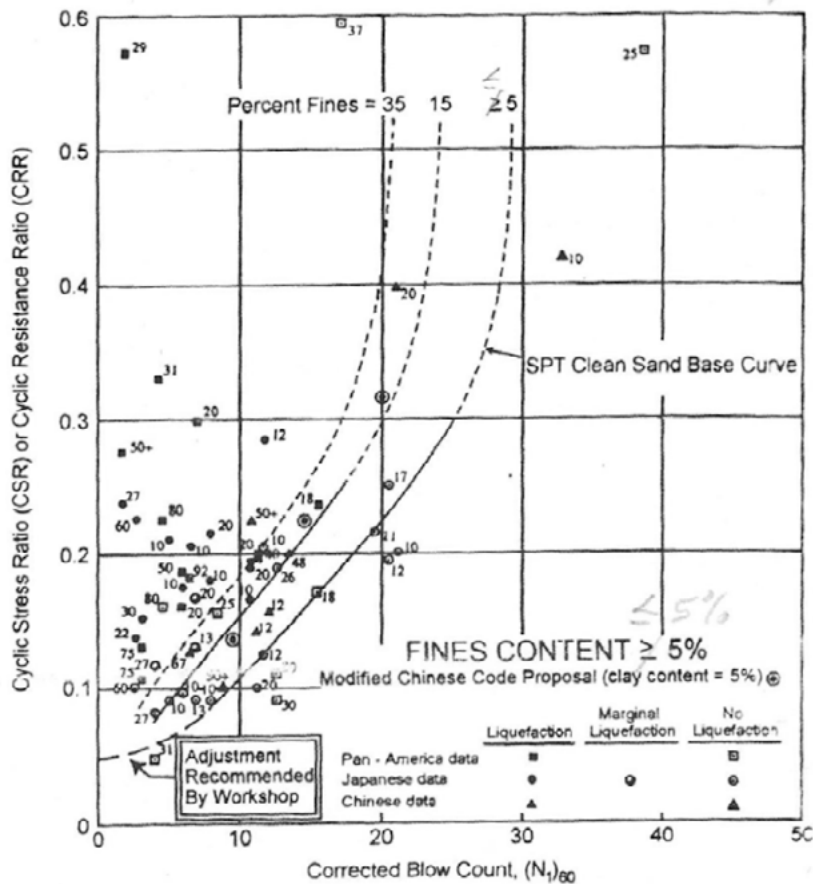


Figura A3.10. Valores de CSR y de CRR

Influencia del contenido de finos (FC)

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (A3.14)$$

$$\alpha = 0 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = e^{(1.76 - (190/FC^2))} \text{ para } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\alpha = 5.0 \text{ para } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 0 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}, \text{ para } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\beta = 1.2, \text{ para } FC \geq 35\% \quad (A3.15)$$

Tabla A3.2 Factor de corrección (Robertson and Wride, 1998)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$CN \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5-1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7-1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8-1.3
Borehole diameter	65-115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3-4 m	C_R	0.8
Rod length	4-6 m	C_R	0.85
Rod length	6-10 m	C_R	0.95
Rod length	10-30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standart sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1-1.3

Corrección por magnitud del temblor (MSF)

El factor MSF toma en cuenta la magnitud del sismo. Dicho factor vale (Youd *et al.*, 2001)

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.24}} \quad (A3.16)$$

A3.3 Ejemplo A3.2. Estimación de la susceptibilidad a la licuación de una arena

Determinar la susceptibilidad a licuación de un elemento de suelo situado a 12 m de profundidad, en un sedimento de arena limosa (FC 6 %) con $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$; profundidad NAF = 4 m. En una prueba de penetración estándar (SPT), $N_m = 8$. Considerar una aceleración máxima de 0.12 g y que la magnitud del sismo de diseño es $M_w = 7.3$.

Solución

a_{max}	g	a_{max}	z	γ_{sat}	NAF	M_w
g	m/s^2	m/s^2	m	kN/m^3	m	
0.12	9.81	1.1772	12	18	4	7.3

p_a	β	N_m	FC
kPa			%
101.3	0.65	8	6

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

$$p_{vo} = 12 * 18 = 216 \text{ kPa}$$

$$p'_{vo} = 137.52 \text{ kPa}$$

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{p'_{vo}} \right) = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{p'_v} = \beta \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \frac{p_{vo}}{p'_{vo}}$$

Para $z \leq 9.15 \text{ m}$, $r_d = 1.0 - 0.00765 z$

Para $9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$, $r_d = 1.174 - 0.0267 z$

$$r_d = 0.8536$$

$$CSR = 0.1046$$

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{p'_{vo}}{p_a}}$$

$$C_N = 0.8602$$

$$(N_1)_{60} = 6.8816$$

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

$$\alpha = 0 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = e^{(1.76 - (190/FC^2))} \text{ para } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\alpha = 5.0 \text{ para } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 0 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}, \text{ para } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\beta = 1.2, \text{ para } FC \geq 35\%$$

$$\alpha = 0.0297$$

$$\beta = 1.0047$$

$$(N_1)_{60CS} = 6.9436$$

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$CRR_{7.5} = 0.0370 + 0.0514 + 0.0038 - 0.005$$

$$CRR_{7.5} = 0.0972$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.24}}$$

$$MSF = 1.0713$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

$$FS = 0.9958$$



Apuntes de Mecánica de Suelos se publicó digitalmente en el repositorio de la Facultad de Ingeniería octubre de 2022. Primera edición electrónica de un ejemplar (13 MB) en formato PDF.

El cuidado de la edición y diseño estuvieron a cargo de la Unidad de Apoyo Editorial de la Facultad de Ingeniería. La familia tipográfica utilizada fue Merriweather para títulos y textos con sus respectivas variantes.