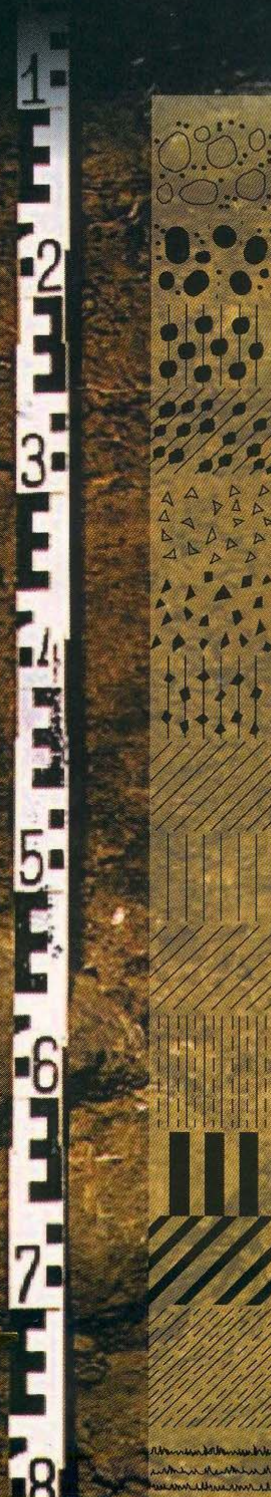
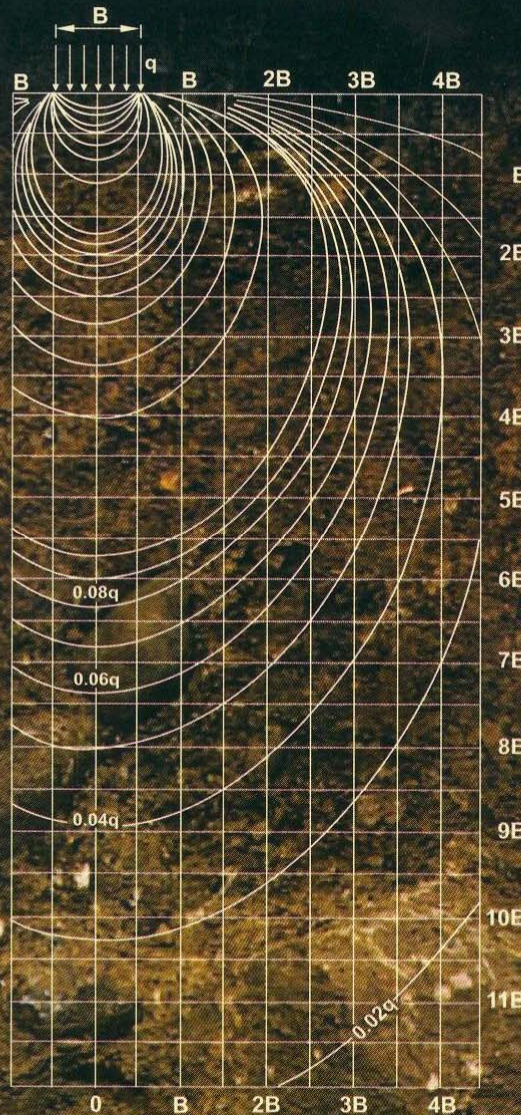


# Diseño de Cimentaciones

Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado

- Introducción y Conceptos Básicos
- Terzaghi y la Mecánica de Suelos
- Cimentaciones Superficiales
- Cimentaciones Profundas
- Diseño y Verificación de Carga Axial de Pilotes
- Sistema de Soporte Lateral
- Análisis de Estabilidad de Taludes



# ICG



# INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS

## INTRODUCCIÓN

Tal como lo estableciera el Prof. Peck, la Mecánica de Suelos es una ciencia y la Ingeniería de Cimentaciones es un arte. Esta distinción debe ser bien entendida si se desea alcanzar progreso y eficiencia en ambos campos.

Los atributos necesarios para practicar con éxito la ingeniería de cimentaciones son:

- a) Conocimiento de antecedentes.
- b) Familiaridad con la Mecánica de Suelos.
- c) Conocimiento práctico de Geología.

Peck (1962) ha indicado que el atributo más importante de los tres es el conocimiento de antecedentes. La experiencia debe contribuir a la formación profesional, y por lo tanto debe buscarse y seleccionarse. Según Peck, la experiencia profesional no es una consecuencia del tiempo transcurrido en el ejercicio, sino más bien de la intensidad con que se adquiere y asimila tal experiencia.

Los innumerables hechos acumulados durante la vida profesional no tendrían ningún valor si éstos no se pudieran organizar y aplicar a nuevos problemas. La Mecánica de Suelos hizo posible lo anterior en el diseño y construcción de cimentaciones. No obstante, hay que aclarar que la Mecánica de Suelos no es un sustituto de la experiencia, su gran papel consiste en darle un mayor significado.

Tanto la familiaridad con la Mecánica de Suelos como el conocimiento práctico de la Geología, son atributos básicos del Ingeniero de Cimentaciones. El conocimiento de la Geología permite evaluar las discrepancias de las hipótesis simplificadoras que deben realizarse en los cálculos, con la realidad. La geología local debe entenderse antes de poder cuantificar los posibles errores en los cálculos y predicciones en la Ingeniería de Cimentaciones. Además, un buen programa de exploración del subsuelo es imposible de realizarse sin un buen conocimiento práctico de la geología.

Por limitaciones de tiempo, este curso se concentrará en el tópico sobre la familiaridad con la Mecánica de Suelos, sin que esto signifique que tal punto sea el más significativo en la Ingeniería de Cimentaciones.

## REFERENCIAS

- Peck R.B. (1962), "Art and Science in Subsurface Engineering", Geotechnique, Vol XII, N° 1.
- Simons N.E. y Menzies B.K. (1977), "A Short Course in Foundation Engineering", Butterworth, London.

## ESFUERZO EFECTIVO

### Definición

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección está definido como la diferencia entre el esfuerzo total en dicha dirección y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos.

### Naturaleza del Esfuerzo Efectivo

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

La compresibilidad de un suelo sujeto a carga o descarga, es principalmente su capacidad de deformación de vacíos, usualmente por desplazamiento de agua. La resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a tal carga.

Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos.

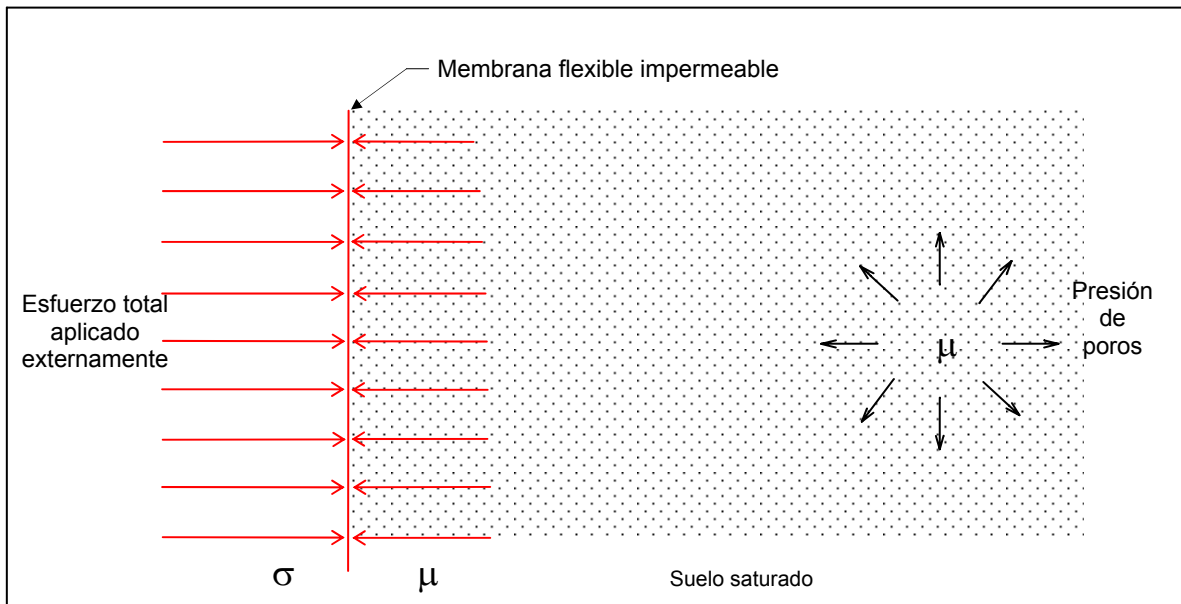
La compresibilidad y la resistencia de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa,  $\sigma$ , y la presión de poros,  $\mu$ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - \mu) \quad (1)$$

La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 1. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es  $\sigma$ , que es perpendicular a la membrana. La presión de poros es  $\mu$  ( $\mu < \sigma$ ), la cual por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poros es perpendicular a la membrana y tiene el valor de  $\mu$ . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ( $\sigma - \mu$ ) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ( $\sigma - \mu$ ) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo.

### El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Secos o Saturados

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la ec. (1). La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o



**Fig. 1 : Modelo intuitivo del suelo demostrando la naturaleza del esfuerzo efectivo**

suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

- a) El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.
- b) El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ec. (1) se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

- 1) Las partículas del suelo son incompresibles.
- 2) El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto y la resistencia cortante intergranular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, tal como fue indicado por Skempton (1961); el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros en la forma:

$$\bar{\sigma} = \sigma - k\mu \quad (2)$$

donde, para cambios en la resistencia cortante:

$$k = \left( 1 - \frac{a \operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg} \bar{\phi}} \right)$$

y para cambios volumétricos:

$$k = \left( 1 - \frac{C_s}{C} \right)$$

donde:

- a = área de contacto entre partículas por área unitaria bruta del material.
- $\psi$  = ángulo de fricción intrínseca de la sustancia sólida que compone las partículas.
- $\bar{\phi}$  = ángulo de resistencia cortante del material poroso.
- $C_s$  = compresibilidad de la sustancia sólida que compone las partículas.
- C = compresibilidad del material poroso.

Para los suelos, el valor de  $\text{tg } \psi / \text{tg } \bar{\phi}$  puede ser de 0.15 a 0.30, pero a es muy pequeña a las presiones normalmente encontradas en los problemas de ingeniería. Además, bajo estas presiones bajas,  $C_s/C$  es muy pequeña, de modo que para suelos saturados o secos, el valor de  $\bar{\sigma} = \sigma - \mu$  para ambos casos.

Skempton (1961) ha demostrado que la ecuación (1) de Terzaghi no es cierta para rocas saturadas o concreto, donde el valor de  $C_s/C$  está en el orden de 0.1 a 0.5, el de  $\text{tg } \psi / \text{tg } \bar{\phi}$  en el orden de 0.1 a 0.3 y el valor de a no es despreciable.

El objetivo de la presentación anterior ha sido el indicar que el parámetro k no es necesariamente el mismo para cambios en la resistencia cortante y en el volumen. Es un caso accidental que para suelos saturados y suelos secos, el valor de k es igual a 1. De cualquier modo, el valor del esfuerzo efectivo,  $\bar{\sigma}$ , definido por la ec. (1) ha demostrado ser muy importante en la interpretación del comportamiento de suelos secos o saturados.

### **El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Parcialmente Saturados**

Un suelo parcialmente saturado es un material compuesto de tres fases; los posibles estados del suelo, aire y agua se presentan en la Fig. 2 (Jennings, 1961). Para los casos donde el aire en un suelo parcialmente saturado existe dentro de burbujas, puede decirse que por lo menos para el caso de cambios de resistencia cortante la ec. (1) se mantiene. Una situación diferente será en el caso de la Fig. 2 (d), donde existe un canal de aire.

En una conferencia presentada en Oslo en 1955 y después publicada en 1959, Bishop propone el principio de esfuerzos efectivos para suelos parcialmente saturados:

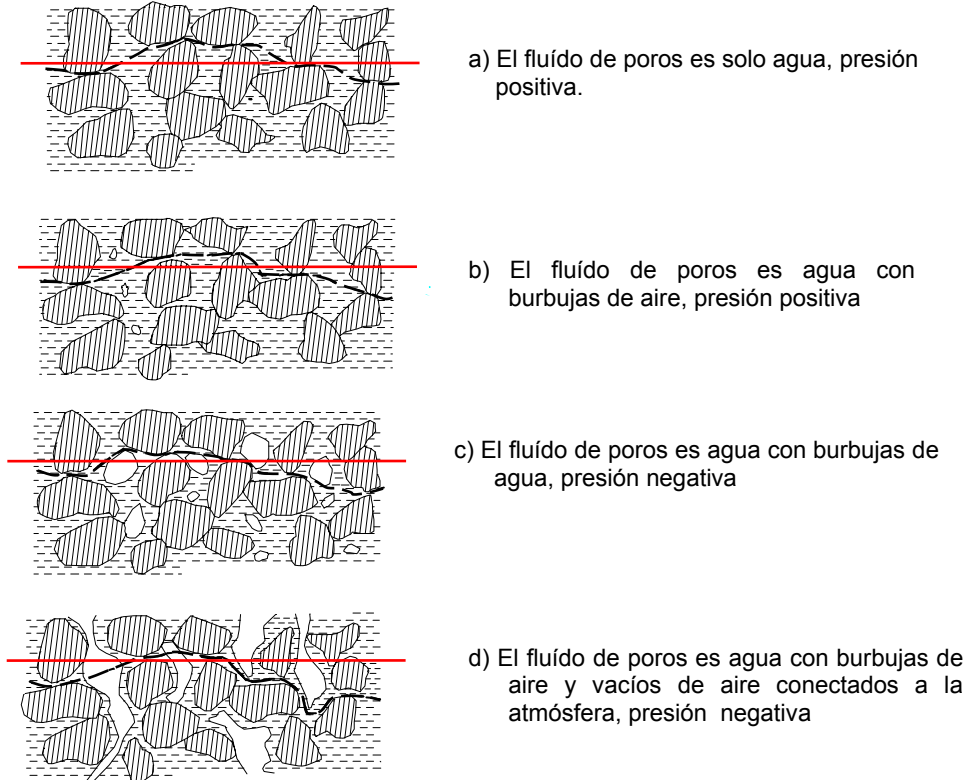
$$\bar{\sigma} = \sigma - [\mu_a - \psi (\mu_a - \mu_w)] \quad (3)$$

Con el objeto de desarrollar la ec. (3), Bishop extendió la ec. (2) a un suelo que contiene dos fluidos en los poros a diferentes presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - k_1 \mu_w - k_2 \mu_a \quad (4)$$

donde:

$\mu_w$  = presión de poros en el agua.  
 $\mu_a$  = presión de poros en el aire.



**Fig. 2: Estados del agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos (Jennings, 1961)**

Dentro del rango práctico de interés, se asume que cambios iguales y simultáneos en esfuerzo total, presión de poros en el agua y presión de poros en el aire, no tendrán efecto en el volumen o la resistencia cortante (la geometría del menisco depende solamente de la diferencia  $\mu_a - \mu_w$  y es independiente de la presión absoluta.).

de la ec. (4):  $\Delta \bar{\sigma} = 0$

$$\Delta \sigma = \Delta \mu_w = \Delta \mu_a$$

luego:

$$k_2 = 1 - k_1$$

si  $k_1 = \psi$ , la ec. (4) se transforma en:

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu_a + \psi (\mu_a - \mu_w) \quad (5)$$

Como fue indicado por Bishop y Donald (1961),  $\psi$ , simboliza un parámetro que depende del grado de saturación  $S_r$  y del ciclo de humedecimiento-secado o cambio de esfuerzo a que hubiera estado sometido el espécimen.

El esfuerzo efectivo normal con respecto a la resistencia cortante puede definirse como aquel esfuerzo al cual, con presiones de poro de aire y agua igual a cero, proporcionaría la misma resistencia que la combinación de esfuerzo total y presiones de poro y aire bajo consideración. El esfuerzo efectivo puede definirse de modo similar respecto al cambio volumétrico, pero los valores de  $\psi$  no necesariamente serían los mismos.

### Cálculo del Esfuerzo Efectivo

El esfuerzo efectivo requiere que se determinen separadamente el esfuerzo total y la presión de poros en suelos saturados.

Considérese una condición típica de terreno en reposo, tal como se ilustra en la Fig. 3. El nivel freático se encuentra en la superficie. El esfuerzo vertical a una profundidad  $D$  se calcula determinando el peso total de una columna de suelo por área unitaria a la profundidad  $D$ . El esfuerzo vertical  $\sigma_v$  sería igual a  $\gamma D$ , donde  $\gamma$  es el peso específico total del suelo. En este caso los planos vertical y horizontal son planos principales, no existiendo esfuerzos cortantes en dichos planos. En general, el esfuerzo total vertical y el horizontal no son iguales.

La presión de poros,  $\mu$ , se determina considerando una columna vertical de agua. La presencia del suelo no afecta la presión de los poros. De este modo,  $\mu = \gamma_w D$ , donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua, que es igual a 1 gr/cc ó 1 ton/m<sup>3</sup>.

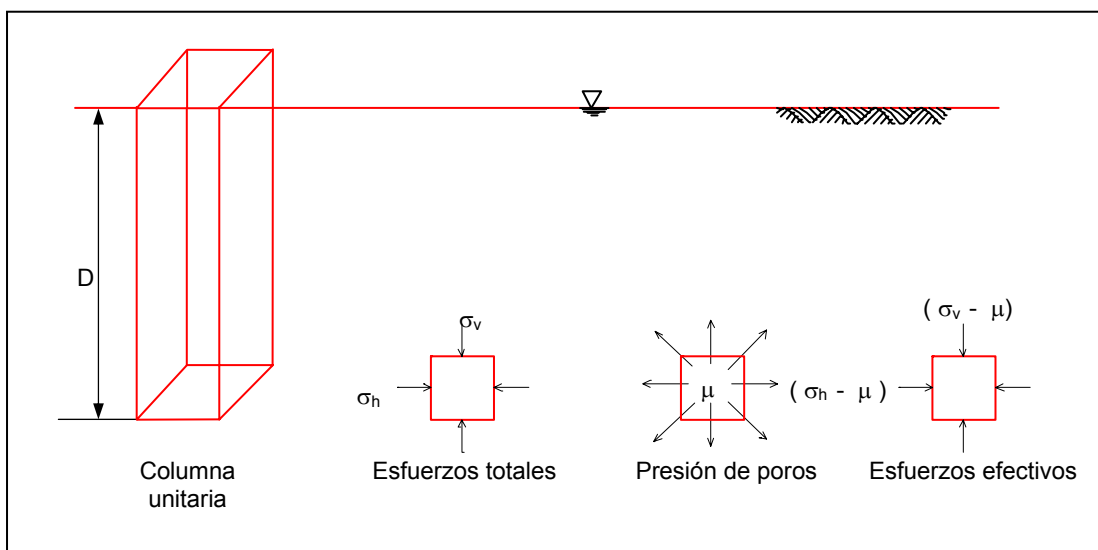
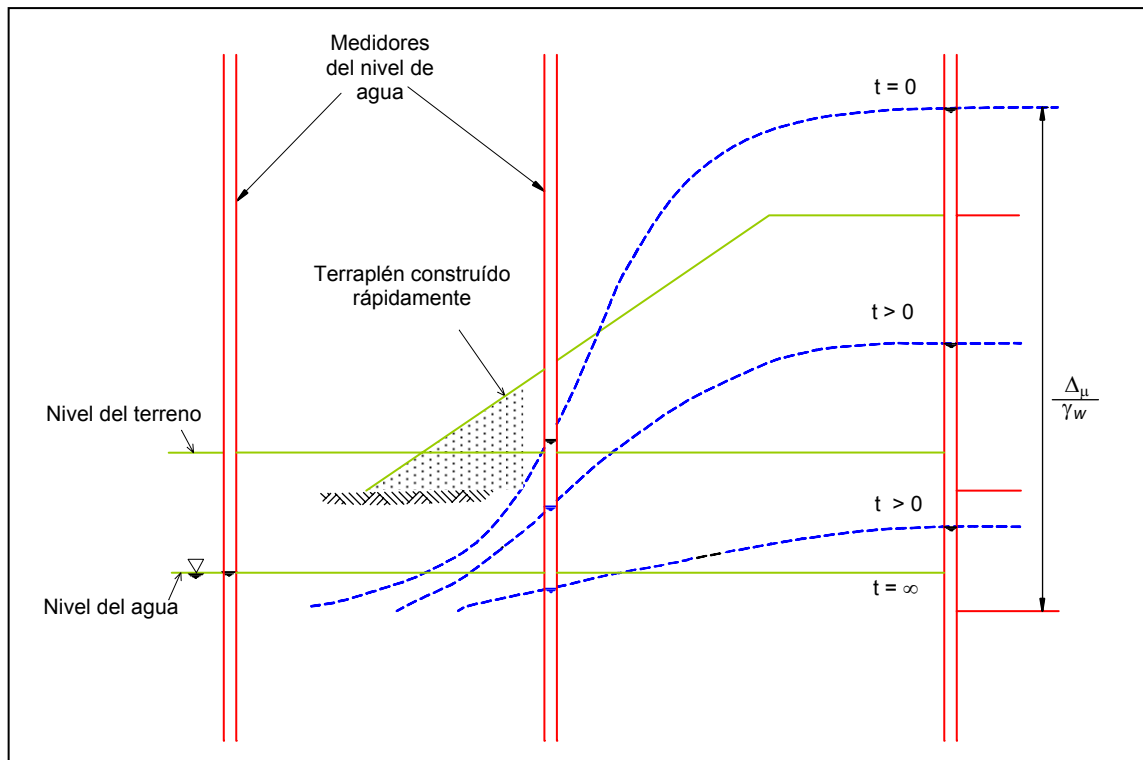
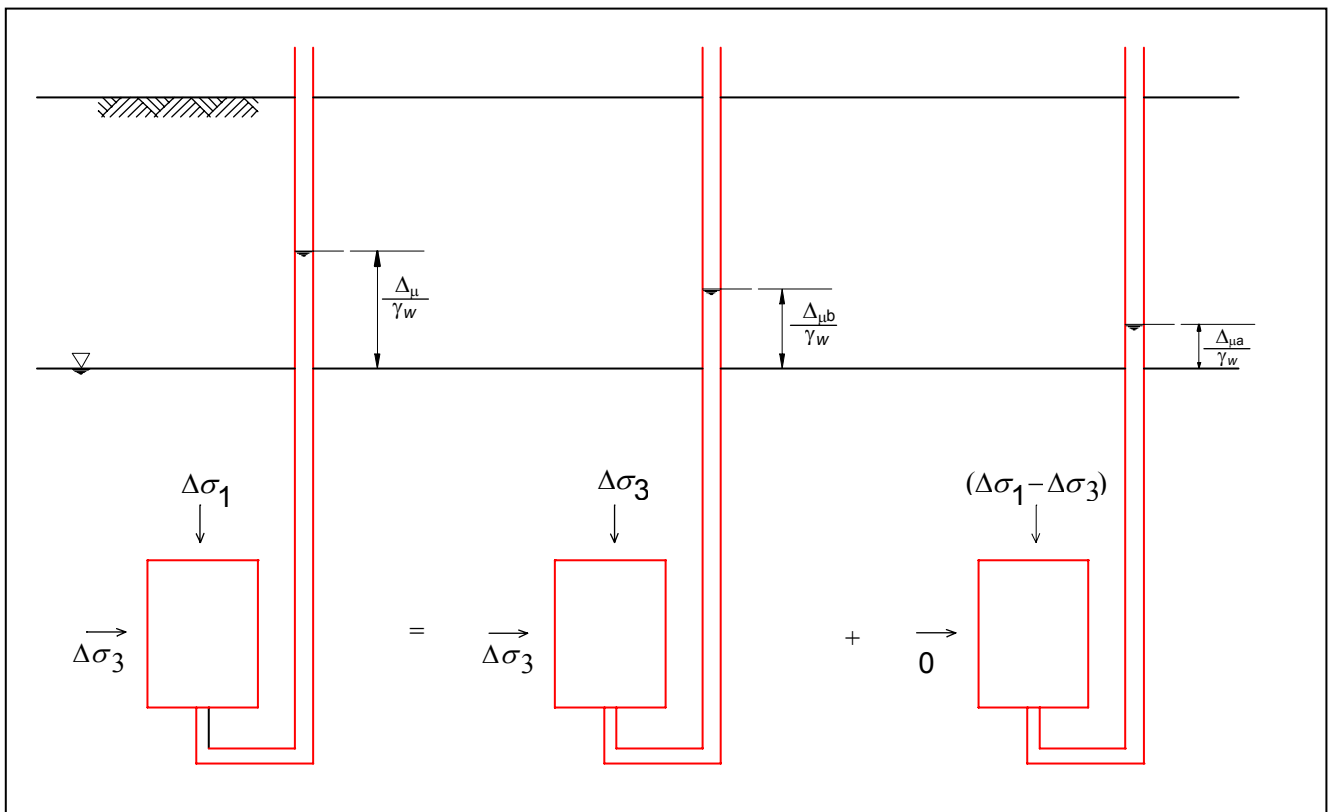


Fig. 3: Esfuerzos “in situ” en reposo debido al peso del suelo



**Fig. 4: Variación de la presión de poros en una arcilla natural debido a carga rápida**



**Fig. 5: Componentes del exceso de presión de poros generado por un aumento de carga ( $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ )**

La carga súbita de un terreno constituido por arcilla, conlleva un aumento de la presión de poros debido al retardo del flujo de agua en el material fino del subsuelo. Con el tiempo este aumento en la presión de poros ocasionado por la carga se disipará. El flujo del agua ocurre



debido al gradiente hidráulico inducido por la carga, el cual a su vez es reducido por el flujo, a medida que el suelo al disminuir de volumen puede tomar más carga. Aquí se aplica la ley de retornos decrecientes y ocurre una disminución exponencial del exceso de la presión de poros inducida por la carga. Este efecto se ilustra en la Fig. 4. Se muestra una distribución de presiones de poro con el tiempo (isócrona) por las alturas relativas de carga piezométrica en los medidores del nivel de agua.

En suelos reales sujetos a carga rápida, existen efectos de la deformación de la estructura del suelo a volumen constante, la compresibilidad del fluido de los poros y la dependencia de las propiedades estructurales del esqueleto del suelo, en el valor del exceso de la presión de poros generada. Todos estos factores significan que inicialmente la variación de carga se reparte entre la estructura del suelo y una variación de presión de poros generada. El incremento de presión de poros generado es por lo tanto no sólo función del incremento de carga, sino también de las propiedades del suelo. Estas propiedades se determinan experimentalmente y se denominan parámetros de presión de poros  $\bar{A}$  y  $B$ .

Considérese un incremento de carga aplicado a un elemento cilíndrico de suelo mostrado en la Fig. 5. La variación de carga es una compresión triaxial, el aumento del esfuerzo total vertical es  $\Delta\sigma_1$  y el incremento del esfuerzo total radial es  $\Delta\sigma_3$ . Se genera un exceso de presión de poros  $\Delta\mu$  por el incremento de la carga.

El sistema de carga de la Fig. 5 puede ser dividido en dos componentes: una variación isotrópica de esfuerzos  $\Delta\sigma_3$ , generando un exceso de presión de poros  $\Delta\mu_b$ , y una variación uniaxial de esfuerzos  $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , generando un exceso de presión de poros  $\Delta\mu_a$ .

Por el principio de superposición:

$$\Delta\mu = \Delta\mu_b + \Delta\mu_a \quad (6)$$

Suponiendo que el exceso de presión de poros generado por el incremento de carga es una función simple de ese incremento, se tiene:

$$\Delta\mu_b = B \Delta\sigma_3 \quad (7)$$

y

$$\Delta\mu_a = \bar{A} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (8)$$

donde  $A$  y  $B$  son los parámetros de presión de poros determinados experimentalmente.

De este modo, la variación total de presión de poros está constituida por dos componentes: uno que es  $B$  veces la variación isotrópica de esfuerzos, y otro que es  $\bar{A}$  veces la diferencia de esfuerzos principales. En consecuencia:

$$\Delta\mu = B \Delta\sigma_3 + \bar{A} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (9)$$

Debe notarse que Skempton (1954) estableció que:

$$\Delta\mu = B [\Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)], \text{ esto es: } \bar{A} = A.B \quad (10)$$

Los parámetros de presión de poros pueden medirse en el ensayo de compresión triaxial, donde la muestra del suelo se ensaya en dos etapas. En la primera etapa la muestra se somete a un incremento isotrópico de la presión de confinamiento, y se mide el incremento de la presión de poros. En la segunda etapa la muestra se carga axialmente y se mide el incremento de la presión de poros. Para un suelo saturado  $B = 1$  y  $\bar{A} = A$ .

## REFERENCIAS

- Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- Bishop A.W. y Blight G.E. (1963), "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils", Geotechnique, Vol.13, pp. 177-197.
- Skempton A.W. (1961), "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks", Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 4-16, London.
- Jennings J.E. (1961), "A Revised Effective Stress Law for use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils", Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 26-30, London.
- Bishop A.W. y Donald I.B. (1961), "The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus", Proc. 5th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 13-21, Paris.
- Skempton A.W. (1954), "The Pore Pressure Coefficients A and B", Geotechnique, Vol 4, pp. 143-147.





# PROPIEDADES ÍNDICE Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Antes de tratar los tópicos de mecánica de suelos y diseño de cimentaciones, es necesario establecer algunas definiciones pertinentes. Estas definiciones deben ser lo suficientemente simples para aprenderlas rápidamente, y a la vez lo suficientemente detalladas, para describir al suelo con precisión. Desde que simple y preciso son términos relativos que tienden a oponerse, existirá un amplio rango de definiciones posibles, desde simples pero generales, hasta precisas pero complejas.

Como ejemplos de definiciones simples pero crudas, se tienen las expresiones arcilla, limo y arena. Se tiene una buena idea de lo que es una arena, y una idea aproximada de lo que es una arcilla, con limo en el intermedio. La indefinición de arcilla resulta del hecho que se asocia el nombre con un suelo que tiene la consistencia de una arcilla de modelaje, pero se reconoce que la arcilla puede ser más blanda o más dura, dependiendo de su contenido de humedad. El término limo es todavía más vago, el que no es especialista conoce el término pero no lo puede definir.

Parece evidente que se necesitan más de tres subdivisiones en el sistema de clasificación, debiendo escogerse algunas propiedades específicas para ser utilizadas en la clasificación de suelos.

Se piensa de cada subdivisión del sistema de clasificación como si fuese una caja cuyos límites comprenden todos los suelos con propiedades similares. Existen varias maneras de arreglar estas cajas. La manera más obvia es solamente alinear los suelos, con la arena o material más grueso si el sistema se utiliza para suelos más gruesos en un extremo de las cajas y la arcilla plástica en el otro extremo. Las cajas deberían ser simplemente numeradas. Por ejemplo, si se tuvieran 20 cajas se numerarían del 1 al 20, y el tamaño del número indicaría la "arcillosidad" relativa del suelo. El sistema de clasificación de suelos utilizado en la ingeniería de carreteras, denominado sistema AASHTO, tiende a ser de este tipo, con el valor A1 para las arenas limpias y A7 para las arcillas plásticas.

Otra manera de arreglar las cajas es como un árbol, con las ramas en varias direcciones. En la base del árbol existe una caja denominada suelo que diferencia este árbol de los demás. Esta caja se diversifica en ramas en una o más subdivisiones, que a su vez se subdividen, siguiendo no necesariamente las mismas reglas de rama a rama. Este sistema es el Sistema Unificado, que es el que se utiliza más comúnmente en la mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Este sistema se discutirá más adelante.

Una vez que se ha considerado, aunque brevemente, el arreglo de las cajas en el sistema de clasificación, se deben escoger los parámetros a utilizar para delinear los límites de las cajas. Estos parámetros se denominan propiedades índice.

Una propiedad índice es cualquier propiedad del suelo utilizada en la clasificación del suelo. Antes de poner en práctica la definición anterior, se debe establecer un conjunto de

principios que rigen la elección de las propiedades índice apropiadas. Parece que las propiedades índice deben poseer los siguientes atributos:

1. La propiedad debe ser simple de expresarse, preferentemente debe tener valor numérico.
2. Debe ser posible de medirse rápidamente.
3. La medición de la propiedad debe ser de bajo costo.
4. La propiedad debe ser significativa.
5. La medición debe ser reproducible.

Como un ejemplo se presenta el color. Existe gráficos estándar disponibles (escala Munsell), de manera que los colores estándar pueden compararse directamente con los colores de la muestra de suelo en el campo, satisfaciendo de esta manera el requisito 5 de reproducibilidad.

Más aún, la clasificación es simple, rápida y económica. Desafortunadamente el color no tiene mucha significación en la ingeniería.

La significancia en la ingeniería debe correlacionarse con la permeabilidad, compresibilidad o resistencia cortante del suelo. Es obvio que la mayoría de propiedades no correlacionarán simultáneamente con las tres. De hecho, las propiedades significativas no se correlacionan unas con otras. Se podrían seleccionar las propiedades significativas como propiedades índice, pero desafortunadamente su determinación es lenta y costosa.

Ocurren problemas similares con todas las propiedades índices que se escojan. Se concluye que no existe una propiedad índice única que sea apropiada para la clasificación de suelos, sino que se necesitan varias, y que pueden ser diferentes para arenas y arcillas.

En primer lugar se examinarán separadamente las propiedades índice para suelos granulares y suelos cohesivos, y luego se examinará el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

## **PROPIEDADES ÍNDICE DE SUELOS GRANULARES**

Por definición los suelos granulares son aquellos cuyos granos no están juntos firmemente. De este modo, el suelo se desintegra en granos individuales al sumergirse en el agua. Las arenas y las gravas son suelos granulares típicos. Los limos, que contienen partículas no menores que 0.002 mm, pueden también ser considerados como granulares en algunos sistemas de clasificación.

La propiedad índice más obvia de los suelos granulares estará relacionada al tamaño de los granos. Para suelos con partículas más gruesas que 0.05 mm, el análisis granulométrico se realiza por tamizado. Es generalmente cierto que los suelos de grano grueso son más permeables y menos compresibles que los suelos de grano fino, y que suelos “bien graduados” tienden a ser menos permeables, menos compresibles y más resistentes que los suelos “pobrementemente graduados”. La granulometría del suelo, por lo tanto, tiene cierta significancia, aunque a toda la curva no se le puede asignar un valor numérico simple. Por consiguiente, es necesario definir uno o más puntos en la curva.

El primer punto a ser definido es el tamaño de la partícula, tal, que el diez por ciento del suelo es más fino,  $D_{10}$ . Este tamaño de partícula se define como tamaño efectivo. El tamaño efectivo indica un límite inferior razonable para indicar los tamaños de partículas presentes en el suelo. Por ejemplo, si el  $D_{10} = 0.60$  mm, entonces se sabe que muy pocos granos del suelo estarán comprendidos en el rango de limo o arcilla, y que el suelo es una arena, una grava o más grueso.

Para tener una idea sobre la distribución de los tamaños de partículas, se define el término de coeficiente de uniformidad,  $C_u$ , que es igual a  $D_{60} / D_{10}$ . El valor  $D_{60}$  corresponde a aquel tamaño que el 60% del suelo es más fino en la curva granulométrica. Si el coeficiente de uniformidad es grande, es probable que el suelo sea bien graduado, que significa que el suelo es relativamente incompresible y resistente.

En el Sistema Unificado de Clasificación, una arena debe tener un coeficiente de uniformidad mayor que 6 para ser bien graduada, mientras que para una grava el  $C_u$  debe ser mayor que 4.

La definición de dos puntos en la curva granulométrica proporciona alguna idea sobre el rango de los tamaños de las partículas, pero no proporciona información acerca de la forma de la curva. El suelo podría consistir de una mezcla de partículas gruesas y finas con pocas partículas intermedias, es decir, podría tener una granulometría con vacíos. Para evitar una granulometría con vacíos se define el coeficiente de curvatura,  $C_c$ , que es igual a  $(D_{30})^2 / D_{60} \cdot D_{10}$ , tomando un punto central de la curva granulométrica,  $D_{30}$ . El coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3 para evitar la granulometría con vacíos. Por lo tanto, para que un suelo sea definido como bien graduado, debe tener un coeficiente de uniformidad lo suficientemente alto y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

Aunque el proceso de definir puntos en la curva granulométrica puede ser infinito, para propósitos de ingeniería es suficiente el definir los valores de  $D_{10}$ ,  $C_u$  y  $C_c$ .

Los parámetros granulométricos están correlacionados de modo general con las propiedades ingenieriles de los suelos y pueden definirse de manera simple, rápida, económica y reproducible. Más aún, pueden determinarse las propiedades utilizando muestras completamente alteradas, ya que no se toman en cuenta las condiciones in-situ. Desafortunadamente, por esta razón es que existe una gran limitación en la significancia de la clasificación granulométrica. Una arena muy densa se clasifica de igual modo que una arena muy suelta, aunque está claro que tienen propiedades diferentes. Se concluye que se necesita algún parámetro adicional para indicar la densidad de los materiales granulares.

La densidad propiamente dicha no es un parámetro adecuado, ya que es muy difícil de interpretar. Si una arena tiene una densidad seca de  $1600 \text{ Kg/m}^3$ , podría ser una arena densa pobremente graduada o una arena suelta bien graduada. Sería mejor definir la densidad relativa de una arena particular a las condiciones más densa y más suelta. Se designa la densidad relativa como  $D_r$ , y ésta se define en términos de relaciones de vacíos como:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$



donde  $e_{max}$  es la relación de vacíos de la arena en la condición más suelta posible y  $e_{min}$  es la relación de vacíos correspondiente a la condición más densa posible. Se ha encontrado que los valores de  $e_{max}$  y  $e_{min}$  dependen de los detalles de los métodos de ensayo y no pueden definirse como condiciones absolutas. Las normas ASTM han establecido un método de ensayo que la mayoría de laboratorios utilizan. Puede ocurrir que un espécimen de arena de laboratorio o de campo tenga una densidad relativa menor que cero, o mayor que uno.

La densidad relativa y los parámetros granulométricos son propiedades índice muy útiles para clasificar en el laboratorio las arenas y gravas. También son útiles y ampliamente utilizados en el campo cuando es posible medir la relación de vacíos o densidad in-situ, es decir en calicatas superficiales o en rellenos compactados. Sin embargo, cuando se requiere información a mayor profundidad, no es posible medir dichos valores. Se han desarrollado técnicas especiales para tomar muestras inalteradas de suelos granulares, pero estas técnicas son caras, inciertas e involucran mediciones a determinadas profundidades solamente.

Es aparente que se necesita un ensayo in-situ.

El ensayo in-situ más común es el Ensayo de Penetración Estándar, que consiste en un muestreador con un diámetro interior de 1 3/8" y un diámetro exterior de 2", que es hincado en el suelo utilizando un peso de 140 libras que cae 30 pulgadas. El muestreador se hinca 18 pulgadas por debajo del fondo de la perforación; el número de golpes se registra cada 6 pulgadas de penetración hasta un máximo de 100 golpes. La resistencia a la penetración N, es el número de golpes requerido para introducir el muestreador las últimas 12 pulgadas (de la 6 a la 18). Si el número de golpes llega a 100, la resistencia a la penetración se registra como el número de golpes requerido para hincar el muestreador las últimas 12 pulgadas, o si no se alcanzan 12 pulgadas, la resistencia a la penetración se registra como 100 entre el número de pulgadas hincadas, por ejemplo 100/4". El ensayo de penetración estándar está normalizado por la ASTM. La resistencia a la penetración no se puede convertir directamente a densidad relativa,  $D_r$ , sin embargo se aplican términos descriptivos a la densidad del suelo. Para arenas los términos son los siguientes:

Densidad Relativa	Resistencia a la Penetración (golpes/pie)
Muy suelta	0 – 4
Suelta	4 – 10
Media	10 – 30
Densa	30 – 50
Muy densa	> 50

Se pueden utilizar los términos (muy suelta a muy densa) o el valor numérico de la resistencia a la penetración, como propiedad índice para la clasificación de la arena. Cuando se utiliza este procedimiento se obtiene una muestra de arena, que también permite la clasificación en función de la granulometría. El ensayo de penetración no se utiliza para la determinación de la densidad in-situ de suelos más gruesos que las arenas, debido al tamaño pequeño del muestreador.

El ensayo de penetración estándar tiene la gran ventaja de obtener una muestra para examen visual y para ensayos con suelo alterado; las desventajas son que para perforaciones profundas el procedimiento es lento y/o caro y existen grandes variaciones en los resultados de penetración si el personal de perforación no es cuidadoso en sus procedimientos. Por ejemplo, si el peso de 140 libras no cae libremente, si se utiliza tubería flexible entre el punto de hincar y el muestreador, si no se limpia cuidadosamente el entubado antes de hincar el muestreador, si el nivel de agua en el entubado se sitúa por debajo del nivel freático causando tubificación en la base del entubado, etc. Desde que el ensayo de penetración estándar se realiza cada 1.50 m, es posible que se omitan capas de material más denso o más suelto.

En Europa se utilizan los ensayos de penetración estática, teniendo cada vez mayor aceptación en otras partes del mundo. Es particularmente popular el llamado ensayo del cono holandés. El cono holandés tiene un diámetro de 1.4 pulgadas y un ángulo en la punta de 60°. El cono se introduce lentamente en el terreno, registrando continuamente la fuerza necesaria para continuar el movimiento. Usualmente el cono se extiende ligeramente por debajo del entubado, registrando independientemente las resistencias a la penetración del cono y del entubado. En materiales cohesivos la resistencia a la penetración del entubado es más alta que la del cono, por lo que se puede evidenciar la naturaleza del depósito que está siendo penetrado.

También existen otros tipos de penetrómetros. Por ejemplo existe el cono dinámico, donde un cono de dimensiones apropiadas se monta al final de una tubería de dimensiones adecuadas y simplemente se hincan en el terreno, contando los golpes por cada pie de penetración. Estos ensayos pueden utilizarse para clasificar de manera relativa los suelos en un sitio dado; por ejemplo, para indicar la presencia de áreas relativamente sueltas o blandas con relación a los suelos circundantes.

## **PROPIEDADES ÍNDICE DE SUELOS COHESIVOS**

Los suelos cohesivos tienen propiedades índice que son en naturaleza similares a aquellas utilizadas para suelos granulares. Por ejemplo, la curva de distribución granulométrica puede determinarse para suelos cohesivos y las propiedades índice para arenas también pueden ser usadas para arcillas. Ya que las partículas en suelos cohesivos tienden a ser muy finas para el análisis granulométrico de rutina, la curva granulométrica en estos casos se determina por medio del análisis por hidrómetro. Los detalles de dicho ensayo se encuentran en las normas ASTM D422. Este método se aplica para tamaños de partículas de diámetro de 0.03 mm (limo grueso) a 0.001 mm. Desafortunadamente no ha sido posible relacionar la curva granulométrica de materiales finos con propiedades útiles de ingeniería. El "polvo de roca", con partículas más finas que 0.002 mm, se comporta como una arena fina, mientras que otros suelos con menos del 50% de partículas menores que 0.002 mm tienen propiedades semejantes a la arcilla. Por lo tanto, en el diseño de cimentaciones es muy raro realizar análisis granulométricos para suelos cohesivos; cuando éstos se realizan es para determinar el porcentaje más fino que 0.002 mm (fracción arcillosa).

Las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos varían considerablemente con la densidad; la variación es mucho mayor que la encontrada para suelos granulares. La razón parece ser que las partículas en un suelo granular tienden a ser equidimensionales y por lo tanto no pueden empacarse muy sueltas. En los suelos cohesivos muchas de las partículas

tienen forma de placa, por lo que pueden empacarse densamente cuando las placas están paralelas o muy sueltas si las placas están de modo mutuamente perpendicular con muchos vacíos incorporados. En suelos granulares se indicó que la densidad sola no era una buena propiedad índice, por lo que se usa la densidad relativa que se define en función de las relaciones de vacíos. En suelos cohesivos se utiliza el contenido de humedad en vez de densidad y se establecen límites en el contenido de humedad, como se utilizaron los valores de  $e_{max}$  y  $e_{min}$  en suelos granulares.

Los límites en los contenidos de humedad de suelos cohesivos son los límites de Atterberg, que son contenidos de humedad definidos para varias consistencias del suelo. Las consistencias son:

Condición del Suelo	Límite	Símbolo
Líquido	Límite líquido	$W_L, L_W, LL$
Plástico	Límite plástico	$W_P, P_W, LP$
Semi-sólido	Límite de contracción	$W_C, C_W, LC$
Sólido		

Los detalles de los ensayos para determinar los límites de consistencia se encuentran en ASTM D423 y D424. El límite líquido es una buena propiedad índice; cuando se usa con el índice de plasticidad ( $IP = LL-LP$ ) es una excelente medida de la arcillosidad del suelo.

El parámetro de los suelos cohesivos equivalente a la densidad relativa de los suelos granulares, es el índice de liquidez,  $IL = (W-LP)/(LL-LP)$ . Si el índice de liquidez es igual a cero, el suelo está en el límite plástico; si es negativo está en el rango sólido; si el índice está entre cero y uno, el suelo está en el rango plástico, etc. El índice de liquidez es una medida excelente de la consistencia de un suelo cohesivo.

Las propiedades índice consideradas hasta el momento están basadas en suelo disturbado, por lo que proporcionan información limitada de las condiciones reales del suelo in-situ. Por ejemplo, un suelo puede tener un contenido de humedad en el campo igual al límite líquido y tener una consistencia semi-líquida en la condición remoldeada; sin embargo, en el campo puede ser bastante rígido debido a la presencia de algún cementante. Se deduce que es necesario realizar una medida de las propiedades en el suelo inalterado.

Debido a que la resistencia a la penetración estándar se utiliza en las arenas, también se usa con las arcillas, ya que ambas se presentan alternadas en una perforación. Existen algunas correlaciones entre la penetración estándar y la consistencia relativa de la arcilla:

Consistencia Relativa	Penetración Estándar (golpes/pie)
Muy blanda	0 – 2
Blanda	2 – 4
Media	4 – 8
Rígida	8 – 15
Muy rígida	15 – 30
Dura	> 30



La resistencia a la penetración estándar es un índice útil para medir la consistencia de los suelos cohesivos; sin embargo, algunas veces es más simple medir la consistencia directamente, por ejemplo mediante el ensayo de compresión no confinada.

El ensayo de compresión no confinada es simplemente un ensayo de compresión axial en un espécimen cilíndrico y sólido de arcilla, ejecutado de la misma manera que un ensayo de compresión en un cilindro de concreto. En arcillas saturadas, la resistencia cortante es aproximadamente la mitad de la resistencia a la compresión no confinada. La relación entre la consistencia de la arcilla y su resistencia a la compresión no confinada se indica:

<b>Consistencia Relativa</b>	<b>Resistencia a la Compresión no Confinada (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Muy blanda	0 – 0.25
Blanda	0.25 – 0.50
Media	0.50 – 1.00
Rígida	1 – 2
Muy rígida	2 – 4
Dura	> 4

## REFERENCIAS

- Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1970), “Introductory Soil Mechanics and Foundations”, Mac Millan Co.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Wiley, New York.
- Sanglerat, G. (1972), “The Penetrometer and Soil Exploration”, Elsevier, Amsterdam.
- Wagner, A.A. (1957), “The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation”, Proc. 4th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp. 125-134.
- Casagrande, A. (1948), “Research on the Atterberg Limits of Soil”, Public Roads, Vol 13, pp 121-130.
- Casagrande, A. (1948), “Classification and Identification of Soils”, Transactions, ASCE, Vol 113, pp 901-930.

# NOTAS SOBRE LOS CÁLCULOS PESO-VOLUMEN

Al comenzar muchos análisis en ingeniería geotécnica, es necesario realizar una serie de cálculos simples que interrelacionan pesos, volúmenes y pesos unitarios. Por ejemplo, el análisis de asentamientos empieza con la determinación de los esfuerzos verticales en el terreno antes de la carga; dicho cálculo involucra relaciones entre el contenido de humedad, el grado de saturación, la gravedad específica de sólidos y el peso unitario del suelo. El cálculo del peso unitario es una parte trivial de los cálculos totales, sin embargo sin él, no se pueden realizar otros cálculos.

En estas notas se introducen los símbolos a ser utilizados y se indican de modo general, los métodos en uso para resolver problemas de peso-volumen. Facilidad para realizar estos cálculos sólo se desarrolla con la práctica.

## Pesos - usualmente en gramos

- W peso total, la suma del peso de sólidos y el peso del fluido de los poros en una muestra.
- $W_s$  peso de sólidos, el peso de una muestra que ha sido secada hasta equilibrio a una temperatura de 110°C. También se puede usar el símbolo  $W_d$  y llamarlo peso seco.
- $W_w$  peso del agua =  $W - W_s$

## Volúmenes – usualmente en centímetros cúbicos

- V volumen total, la suma de los volúmenes de sólidos, de agua y de poros.
- $V_s$  volumen de sólidos, el volumen de los granos minerales del suelo.
- $V_w$  volumen de agua
- $V_a$  volumen de aire
- $V_v$  volumen de vacíos, todo el volumen no ocupado por sólidos,  $V_v = V - V_s = V_a + V_w$

## Pesos unitarios – usualmente en $\text{gr/cm}^3$

$$\text{Peso Unitario Total} = \gamma = \frac{W}{V}$$

El peso unitario total es el cociente del peso total y el volumen total.

$$\text{Peso Unitario Seco} = \gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_d}{V}$$

El peso unitario seco es el cociente del peso de sólidos al volumen total del espécimen al momento en que el peso seco se define. El peso unitario seco se define para especímenes húmedos, en cuyo caso el volumen utilizado es el volumen del espécimen húmedo, no el espécimen después del secado. Así, al especificar la densidad del suelo en un relleno compactado, la especificación se escribe en términos del peso unitario seco, aún cuando el suelo está húmedo al momento de determinar el peso unitario seco.

$$\text{Peso Unitario del Agua} = \gamma_w = 1 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\text{Peso Unitario Sumergido} = \gamma_b = \gamma - \gamma_w$$

El peso unitario sumergido es el peso unitario de suelo inmerso en agua. Los pesos unitarios sumergidos se utilizan en problemas de campo para determinar directamente los esfuerzos efectivos. Los suelos sumergidos a menudo están saturados, pero no siempre. Muchos suelos orgánicos están sometidos a descomposición en el sitio, con la generación de burbujas de gases como el metano, monóxido de carbono, etc., que no son capaces de escapar.

### Parámetros Adimensionales

Ciertos parámetros adimensionales tienen amplia utilización en la ingeniería geotécnica, entre otros:

relación de vacíos	=	$e = \frac{V_v}{V_s}$	Las relaciones de vacíos se utilizan en arcillas y se escriben como fracción.
porosidad	=	$n = \frac{V_v}{V}$	Se utiliza en arenas. Usualmente se multiplica por 100 y se denomina porcentaje de porosidad.
grado de saturación	=	$S_r = \frac{V_w}{V_v}$	A menudo se multiplica por 100 y se denomina porcentaje de saturación.
contenido de humedad	=	$W = \frac{V_w}{W_d}$	También se denomina contenido de agua, se multiplica por 100, pero no se cambia de nombre.
gravedad específica de sólidos	=	$G_s$	Siempre se escribe como fracción.

### Relaciones Comúnmente Necesarias

Existen algunas interrelaciones que son útiles, y que deben ser memorizadas para no ser derivadas a cada momento, éstas son:

$$W_d = W / (1+w)$$

donde el contenido de humedad está en fracción

$$e = w G_s / S_r$$

donde w y Sr deben estar en la misma forma, es decir, ambos en fracción o en porcentaje.

### Métodos de Realización de Cálculos Peso-Volumen

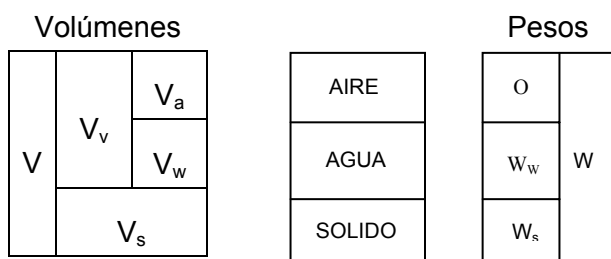
Existen varios métodos para realizar los cálculos peso-volumen. Sin embargo, la mayoría pueden calificarse como “métodos de definiciones” o “métodos del diagrama de bloque”.

En el método de definiciones, primero se escribe la definición de la variable a ser evaluada en forma de ecuación. Si se tienen los valores de todas las variables en la definición, simplemente se reemplazan valores y se realiza el cálculo. Si no existen, se escriben ecuaciones para cada una de las incógnitas, y si cualquiera de dichas ecuaciones contiene más incógnitas se continúa el proceso hasta que no existan incógnitas y se obtenga la respuesta. Por ejemplo, al reducir los datos de un ensayo de consolidación unidimensional se necesita calcular la relación de vacíos inicial. La información disponible incluye: el volumen total ( $V$ ), el peso seco ( $W_d$ ), y la gravedad específica de sólidos ( $G_s$ ). La secuencia de cálculos es como sigue:

1.  $e = V_v/V_s$  (no se conocen  $V_s$  ni  $V_v$ )
2.  $V_v = V - V_s$  (solamente se debe calcular  $V_s$ )
3.  $V_s = W_s/\gamma_d$  (recuerde que  $W_s = W_d$ )
4.  $\gamma_s = G_s \gamma_w$

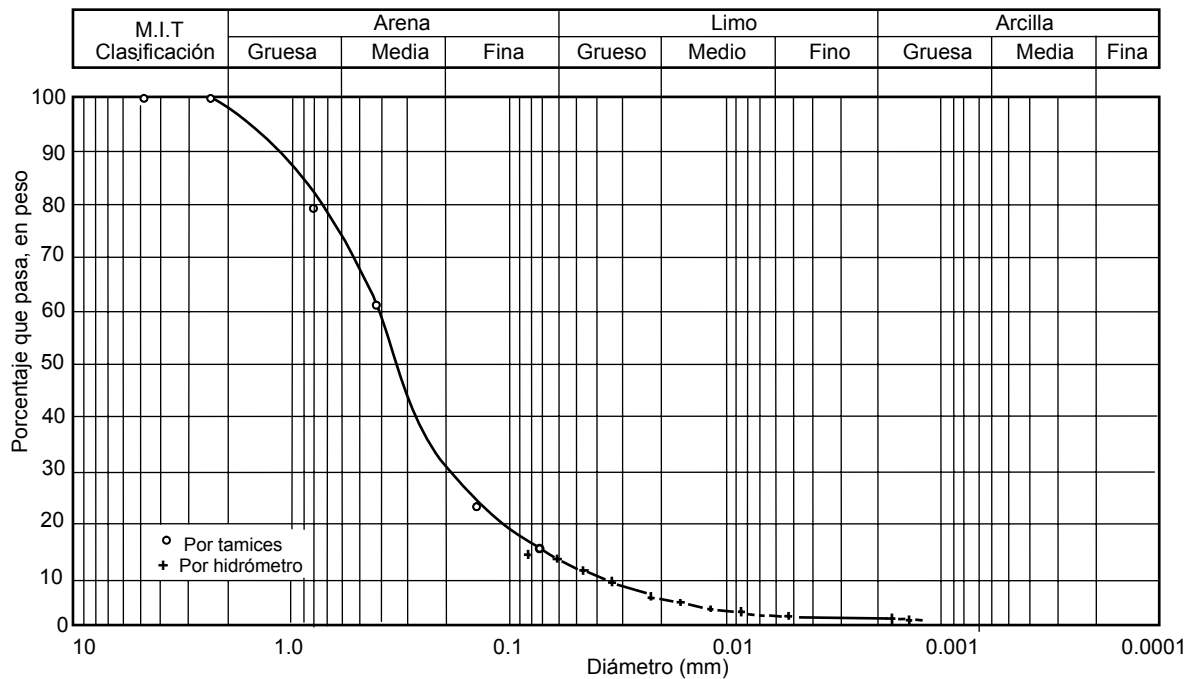
En el paso 4 se conocen los dos términos de la derecha. De este modo puede calcularse  $\gamma_s$  y de allí calcular  $V_s$  y después  $V_v$ , y finalmente  $e$ . El método de definiciones se utiliza cuando uno de dos parámetros debe evaluarse. En el problema del ejemplo se trabajó con una cantidad de suelo de volumen  $V$  dado. Sin embargo, la relación de vacíos, la porosidad, contenido de humedad y los pesos unitarios, no dependen de la cantidad de suelo utilizado en los cálculos. El ingeniero puede escoger la cantidad de suelo que considere conveniente. En problemas donde el peso unitario está dado, es más conveniente trabajar con un volumen unitario de suelo, ya que el peso unitario y el peso son numéricamente iguales.

En el método del diagrama de bloque, se prepara un diagrama tal como el indicado. Se escoge la cantidad de suelo por trabajar y simplemente se llenan todos los pesos y volúmenes. Cuando todos están definidos, se calculan los parámetros requeridos. Si solamente se requieren algunos de los pesos y volúmenes, tan solo se evalúan dichos valores.



El principal defecto del método del diagrama de bloque es el tiempo desperdiciado en usarlo en problemas simples, donde el método de definiciones trabajaría mejor.

Un uso importante del diagrama de bloque es la derivación rápida de ciertas relaciones. Suponga por ejemplo, que se conoce la porosidad y se desea determinar la relación de vacíos. Se nota que la porosidad está definida como  $n = V_v/V$ , y siguiendo los procedimientos recomendados, se escoge trabajar con una cantidad de suelo tal que el denominador sea uno, es decir  $V=1$ . De este modo  $n = V_v$ . Por consiguiente,  $V_s = V - V_v = 1 - n$  y  $e = V_v/V_s = n/1 - n$ . No se necesita el diagrama de bloques para este cálculo, pero puede ayudar para mantener en mente los diferentes tipos de volúmenes.



**Curva Granulométrica (Lambe, 1951)**

### Cálculos de Densidad

Al comenzar el análisis de muchos problemas en ingeniería geotécnica, se deben determinar valores de densidad del suelo. En algunos laboratorios se determina la densidad en muchas muestras midiendo el peso y volumen de las muestras. Sin embargo, en áreas donde los suelos son arcillas blandas, es más común determinar los contenidos de humedad y de allí calcular las densidades. Este cálculo involucra una primera determinación de la relación de vacíos de  $e = w G_s / S_r$ , con el contenido de humedad medido y valores asumidos de  $G_s$  y  $S_r$ . Después, para derivar las ecuaciones se utiliza el diagrama con  $V_s = 1$ . Así  $V_v = e$  y  $W_w = S_r e$  ( $S_r$  como fracción). Los pesos se obtienen multiplicando el volumen apropiado por el peso unitario  $W_s = V_s \gamma_s = (1) (\gamma_s) = G_s \gamma_w$ ,  $W_w = V_w \gamma_w = S_r e \gamma_w$ . Estos pesos y volúmenes en la definición de densidad conducen a:

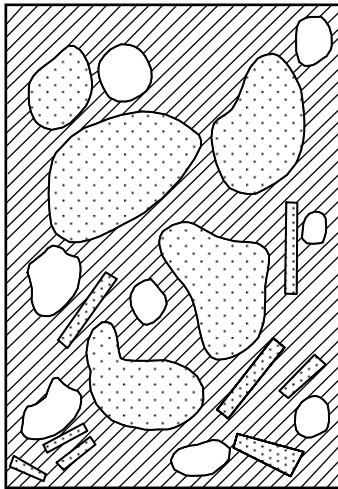
$$\gamma_d = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + e S_r}{1+e} \gamma_w$$

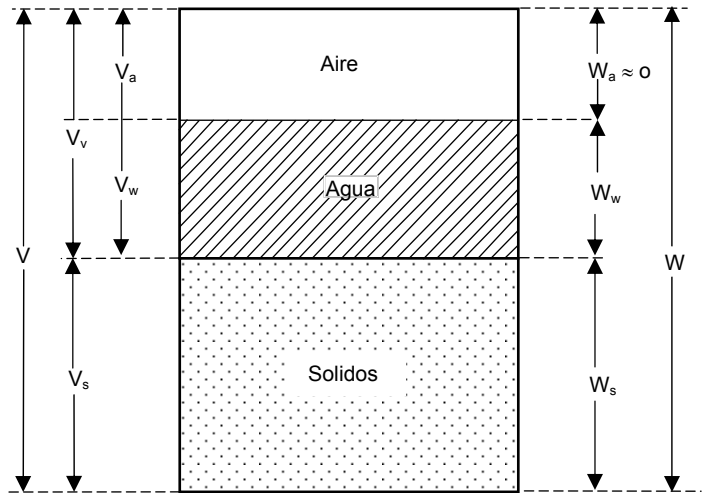
$$\gamma_b = \frac{G_s - 1 - e(1 - S_r)}{1+e} \gamma_w$$

Si se asume que el suelo sumergido está saturado, el peso unitario sumergido se reduce a una ecuación simple:

$$\gamma_b = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$



(a)



Volúmenes

(b)

Pesos

- a) Suelo natural
- b) División en fases.

### Relaciones entre las Fases de un Suelo



# RESISTENCIA CORTANTE DE SUELOS

## Fricción entre Dos Superficies en Contacto

Es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La Figura 1 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal  $N$ , que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte  $F$ , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N \times \mu \quad (1)$$

donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto  $A$ , se obtiene:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} \times \mu \quad (2)$$

ó

$$\tau = \sigma \times \mu \quad (3)$$

donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante y  $\sigma$  es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina  $\phi$ , como se indica en la Figura 2, la ecuación (3) puede escribirse como:

$$\tau = \sigma \times \text{tg } \phi \quad (4)$$

Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de  $\phi$  (Figura 3).

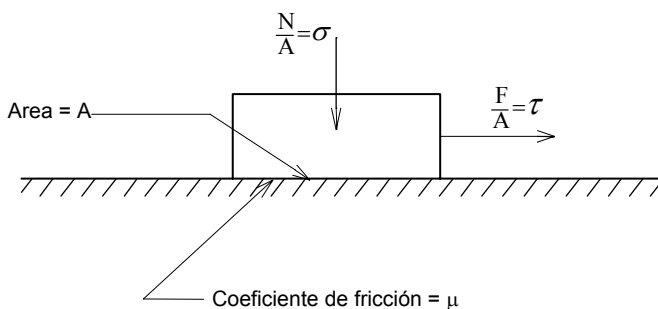


Fig. 1 : Bloque deslizante en un plano

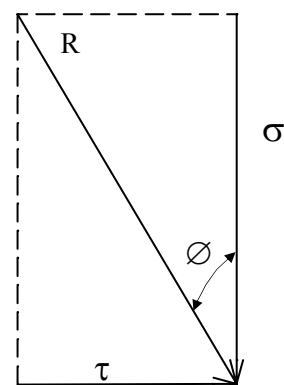
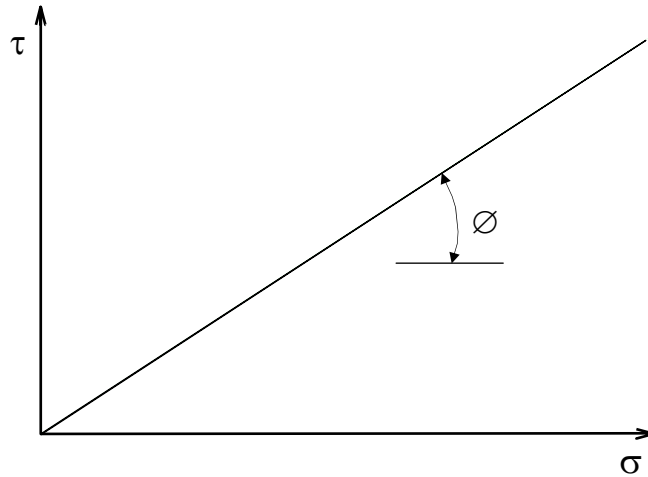


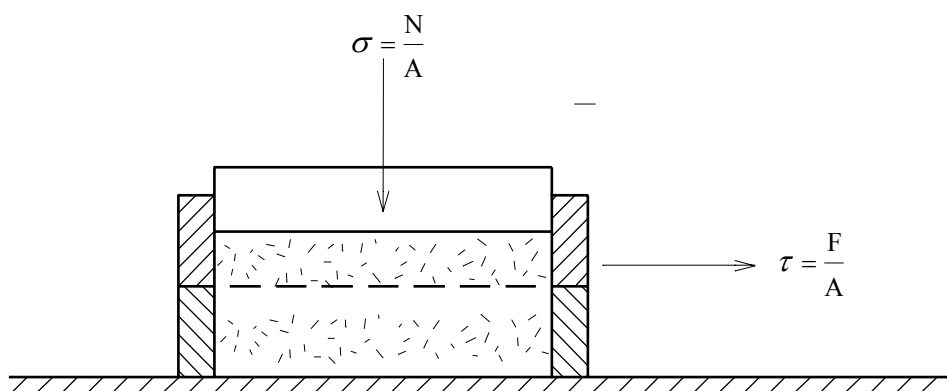
Fig. 2 : Oblicuidad del esfuerzo resultante



**Fig. 3 : Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizante en un plano**

### APARATO DE CORTE DIRECTO

Considérese al suelo con el entendimiento del modelo anterior. Se tratará de desarrollar una relación de falla por cortante en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de corte directo como el ilustrado en la Figura 4. Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de Suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos). El equipo de corte directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad. Una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza cortante  $F$ . También puede aplicarse una fuerza normal  $N$ . En la Figura 4, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la Figura 1, mientras que el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.



**Fig. 4 : Aparato de corte directo**

Si se realizan varios ensayos de corte directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama similar al de la Figura 3. Para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante para el valor particular de esfuerzo normal utilizado. Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la Figura 5. Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina  $\phi$ , y

para los suelos es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción  $\phi$  de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en el campo.

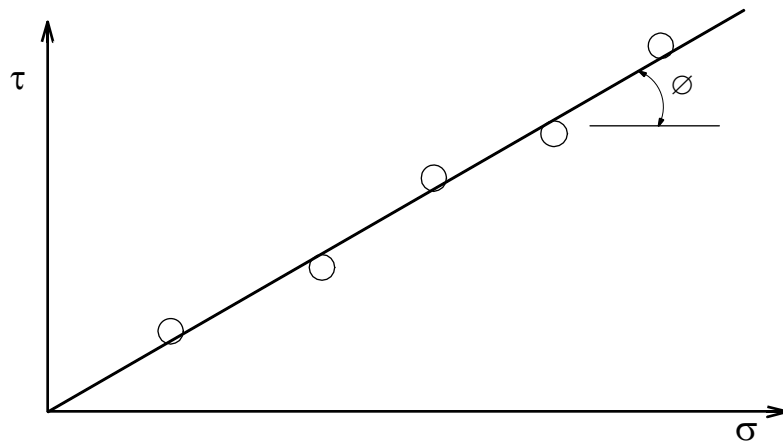
Los resultados de una serie de ensayos de corte directo en una arcilla dura se ilustran en la Figura 6. Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección en el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión del suelo  $C$ , y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna. En este caso, la resistencia del suelo es:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (5)$$

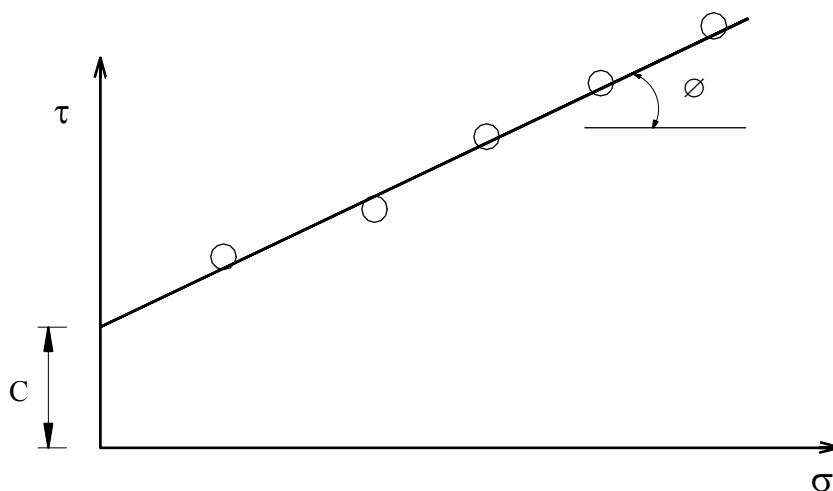
ó

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

donde  $S$  es la resistencia cortante del suelo.



**Fig. 5: Diagrama de falla para una arena seca ensayada en corte directo**



**Fig. 6: Diagrama de falla para una arcilla dura ensayada en corte directo**

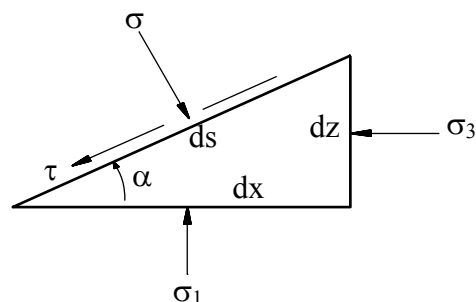
Las rectas de las Figuras 5 y 6 representan la relación entre los esfuerzos cortantes y normales en la falla. Por consiguiente, no es posible tener un estado de esfuerzo del suelo por encima de las rectas (es decir, para un esfuerzo normal dado, el esfuerzo cortante no puede ser mayor que aquél que ocasiona la falla). Debido a que los puntos por encima de la recta representan estados inestables (en falla) y los de por debajo son estables, la recta se denomina envolvente de falla del suelo. Los diagramas de resistencia cortante versus esfuerzo normal se denominan diagramas de Mohr-Coulomb y la ecuación (6) representa la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo en función del Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia (falla) de Mohr-Coulomb y los dos parámetros requeridos para describirla  $C$  y  $\phi$ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente hasta dos constantes del suelo,  $C$  y  $\phi$ .

## ESFUERZOS EN UN PUNTO – CÍRCULO DE MOHR

La teoría de esfuerzos de Mohr se utiliza mucho en mecánica de suelos y se requiere conocerla para poder interpretar el ensayo de corte triaxial, a ser descrito más adelante. Es por lo tanto conveniente revisar rápidamente el estado de esfuerzos en un punto y los fundamentos de la mecánica de sólidos. En los problemas de mecánica de suelos, los esfuerzos son de compresión (el suelo tiene muy poca o nula resistencia a la tensión), por lo que la convención es esfuerzo de compresión positivo (esto es opuesto a la convención en mecánica estructural). Los esfuerzos de corte son positivos cuando tienden a producir una rotación contra las agujas del reloj. Esta es la nomenclatura que se utilizará:

- $\sigma$  es la componente de esfuerzo actuando normalmente a un plano seleccionado (esfuerzo normal).
- $\tau$  es la componente de esfuerzo actuando paralelamente al plano (esfuerzo cortante).
- $\sigma_1$  es el esfuerzo normal máximo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano.
- $\sigma_3$  es el esfuerzo normal mínimo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano.
- $\sigma_2$  es el esfuerzo normal actuando en el plano a ángulos rectos a los planos en donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  actúan. Tampoco existen esfuerzos cortantes en este plano.

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  se denominan esfuerzos principales. Una barra utilizada sobre estos símbolos significa que son los esfuerzos efectivos.  $\sigma_1$  es el esfuerzo principal mayor y  $\sigma_3$  es el menor,  $\sigma_2$  es menor o igual a  $\sigma_1$  y mayor o igual a  $\sigma_3$ , por lo que se le denomina esfuerzo principal intermedio.



**Fig. 7: Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de suelo**

Considere los esfuerzos actuantes en el elemento de suelo de la Figura 7. Se desea determinar los esfuerzos normal y cortante en un plano que tiene un ángulo  $\alpha$  con el plano en donde actúa el esfuerzo principal mayor, y expresar los esfuerzos en este plano en función de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  y  $\alpha$ . Se asume que el elemento está en equilibrio estático, esto es, las sumatorias de esfuerzos verticales y horizontales son iguales a cero. Las dos ecuaciones resultantes pueden resolverse simultáneamente para determinar expresiones de los esfuerzos normal y cortante  $\sigma$  y  $\tau$  en cualquier plano. En la Figura 7 todos los esfuerzos son positivos y el ángulo  $\alpha$  se mide en sentido contrario a las agujas del reloj.

$$\sum H = 0 \quad \sigma_3 \cdot d_z = \sigma \cdot \text{sen } \alpha \cdot d_s - \tau \cdot \text{cos } \alpha \cdot d_s \quad (7)$$

$$\sum V = 0 \quad \sigma_1 \cdot d_x = \sigma \cdot \text{cos } \alpha \cdot d_s + \tau \cdot \text{sen } \alpha \cdot d_s \quad (8)$$

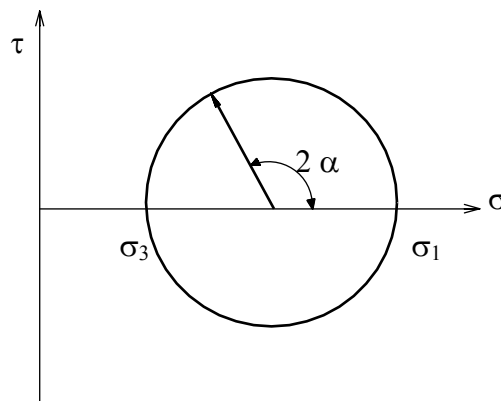
pero:  $d_x = d_s \cdot \text{cos } \alpha$  ;  $d_z = d_s \cdot \text{sen } \alpha$

Sustituyendo estas expresiones y resolviendo:

$$\tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{sen } 2\alpha \quad (9)$$

$$\sigma = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2(\sigma_1 - \sigma_3) \text{cos } 2\alpha \quad (10)$$

Con las ecuaciones (9) y (10) se pueden calcular los esfuerzos normal y cortante en cualquier plano perpendicular al plano donde actúa  $\sigma_2$ , si se conocen los esfuerzos principales mayor y menor. Esto es, se pueden calcular los esfuerzos que actúan en cualquier plano perpendicular al plano de la página en la Figura 7. El mismo tipo de cálculo puede aplicarse a los estados de esfuerzo en los planos a ángulos de  $90^\circ$  a los planos en donde actúan  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , si se conoce  $\sigma_2$ . Sin embargo, en los problemas prácticos de mecánica de suelos se puede omitir la influencia de  $\sigma_2$  cuando se describe el estado de esfuerzos y la resistencia cortante del suelo, sin perjuicio de la precisión. Por esta razón solo se considerará los esfuerzos en dos dimensiones, en los planos perpendiculares al plano donde actúa  $\sigma_2$ .



**Fig. 8: Círculo de Mohr**

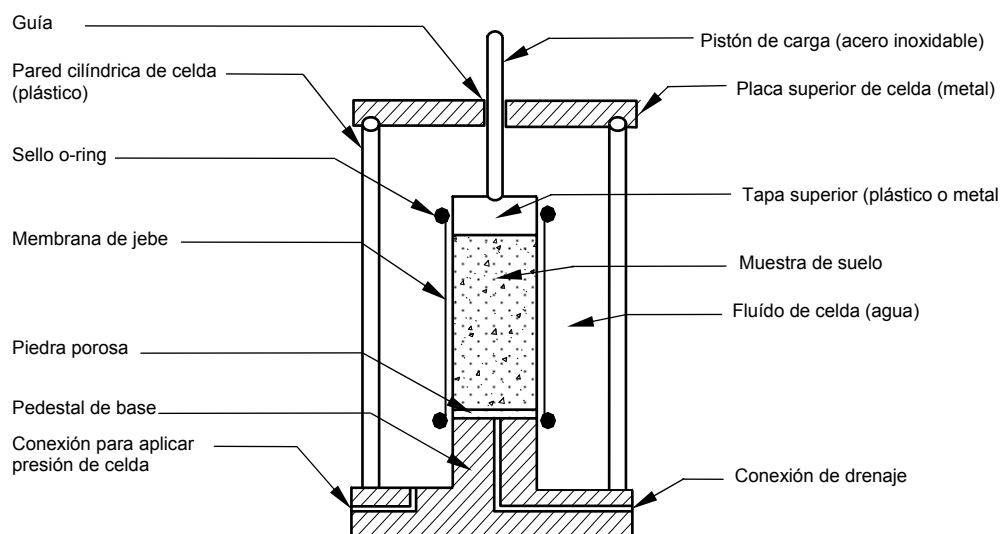
Se puede mostrar fácilmente que el círculo de esfuerzos de Mohr mostrado en la Figura 8, es la representación gráfica de las ecuaciones (9) y (10). Cada punto de este círculo representa los valores de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y esfuerzo normal ( $\sigma$ ) en un plano específico, perpendicular al plano donde  $\sigma_2$  actúa. En la mecánica de suelos se acostumbra graficar solamente la parte superior del círculo de esfuerzos.

## ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL

Los ensayos triaxiales de corte se realizan en especímenes cilíndricos y sólidos de suelo. La altura del espécimen es usualmente el doble del diámetro. El diámetro varía de 1.3 pulg. a 4 pulg. para los especímenes más comunes. Se han utilizado especímenes con diámetros de hasta 39 pulgadas.

En una celda triaxial típica, el espécimen del suelo se coloca entre el pedestal de base y la tapa superior de la celda y está encerrado lateralmente por una membrana delgada de jebe flexible e impermeable. La membrana está sellada a la tapa superior y al pedestal de base mediante el uso de anillos de caucho tipo "o-rings". Un dibujo esquemático de una celda triaxial se muestra en la Figura 9.

La presión de celda actúa uniformemente alrededor del espécimen de suelo (esfuerzo hidrostático). La membrana de jebe es muy flexible para poder soportar esfuerzos de corte. De este modo, la superficie vertical exterior del espécimen de suelo es una superficie principal. Se asumirá que todas las superficies verticales a través del espécimen de suelo son superficies principales. Si todas las superficies verticales son superficies principales, entonces las superficies horizontales son también superficies principales. Si se aplica un esfuerzo de compresión axial por medio del pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal máximo ( $\sigma_1$ ) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal mínimo ( $\sigma_3$ ). En este caso, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, es decir  $\sigma_2 = \sigma_3$ . El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo por el pistón de carga es  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  y se denomina esfuerzo desviador.



**Fig. 9: Celda triaxial**



Los ensayos triaxiales se realizan en dos etapas. En la primera etapa el espécimen se somete a un estado inicial de esfuerzo. El esfuerzo es generalmente aplicado como una presión hidrostática (igual en todas partes) al incrementar la presión en el fluido de la celda triaxial; sin embargo, en casos especiales también puede aplicarse un esfuerzo desviador adicional (estado anisotrópico de esfuerzo) al incrementar la carga en el pistón de carga, para modelar mejor los esfuerzos iniciales en el campo (esfuerzos in-situ). En la mayoría de los ensayos rutinarios, el estado de esfuerzo inicial es hidrostático (isotrópico); en la discusión siguiente se asumirá este estado. Una vez que el estado inicial de esfuerzo se aplica, el suelo puede o no ser permitido de consolidar por el tubo de drenaje que existe en la base del espécimen. En la segunda etapa se somete al espécimen a la etapa de corte, incrementando la carga axial en el pistón; en esta etapa también el espécimen puede ser o no drenado. El drenaje y la consolidación del espécimen se controlan por la apertura o cerrado de la válvula conectada a la salida del tubo de drenaje en la base de la celda triaxial.

El propósito de controlar el drenaje en el ensayo triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la cantidad de consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo. Para lograr lo anterior, puede utilizarse uno o más de los tres procedimientos de ensayo siguientes.

### **1. No consolidado – No drenado**

En este tipo de ensayo no se permite consolidar al espécimen durante el estado de esfuerzo inicial (de aquí no consolidado), ni drenar durante el corte (de aquí no drenado). Este tipo de condición de ensayo se utiliza para medir la resistencia cortante del suelo cuando la carga en el campo será lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambio en el contenido de humedad, que ocurran antes que el suelo falle. Este ensayo se denomina:

- a) no consolidado – no drenado (UU)
- b) rápido (Q)

### **2. Consolidado – Drenado**

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará

cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido. Este ensayo se denomina:

- a) consolidado-drenado (CD)
- b) drenado (D)
- c) lento (S)

### 3. Consolidado – No drenado

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte (segunda etapa), se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. Este procedimiento de ensayo puede utilizarse para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Este tipo de carga puede aplicarse a los suelos de un lugar donde un terraplén de tierra se construirá primero y se dejará allí por varios años hasta que los suelos de cimentación se consoliden y luego se construirá relativamente rápido una edificación en el terraplén de tierra. Un ensayo consolidado-no drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén. (Como se discutirá posteriormente, este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades a obtenerse de un ensayo consolidado-drenado, si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado). Este ensayo se denomina:

- a) consolidado – no drenado ( $CU$  ó  $\overline{CU}$ )
- b) consolidado – rápido (CQ ó Qc)
- c) intermedio (R)

El ensayo triaxial es adecuado para realizar ensayos de resistencia cortante de suelos utilizando los tres procedimientos descritos. El ensayo de corte directo es más limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados o prevenidos. De este modo, el aparato de corte directo generalmente se limita a ensayos bajo condiciones consolidado-drenado (CD ó S). En la utilización de los términos: consolidado, no-consolidado, drenado y no-drenado, debe recordarse que estos términos se refieren a que si el suelo será permitido o no consolidar y drenar en el campo, bajo las condiciones de carga que pueden causar la falla. Es obvio que todos los suelos han sido consolidados bajo algún esfuerzo en el pasado, por lo que los términos no-consolidado y no-drenado no tienen un significado apropiado cuando se aplican a carga anterior. En esencia, lo que se hace al medir la resistencia cortante de los suelos, es simular en el laboratorio las mismas condiciones de carga que se aplicarán en el campo.

Al discutir la resistencia cortante de suelos y los procedimientos de ensayo apropiados, es conveniente separar los suelos granulares de los suelos finos por dos razones. En

primer lugar, y principalmente, es conveniente separar arenas de arcillas debido a que las velocidades de consolidación y drenaje son considerablemente diferentes para la mayor parte de tipos de carga. En segundo lugar, aún cuando se tengan las mismas condiciones de drenaje, las resistencias cortantes de arcillas y arenas pueden ser diferentes debido a las condiciones de composición mineralógica de ambos tipos de suelos.

## RESISTENCIA CORTANTE DE ARENAS SECAS

Ya se ha indicado que la resistencia cortante de una arena seca cuando se mide en un aparato de corte directo, puede representarse por una envolvente de falla recta que pasa por el origen en un diagrama de Mohr-Coulomb. Esta misma envolvente de falla también puede medirse por medio de una serie de ensayos triaxiales consolidados-drenados. Este es el único procedimiento aplicable a arenas secas, ya que en el campo, el aire fluirá libremente en la arena, y de este modo los cambios volumétricos no están restringidos por la falta de drenaje, como podrían estarlo en suelo fino y en algunas arenas saturadas. En la primera etapa del ensayo triaxial se aplica la presión de confinamiento y el estado de esfuerzo puede representarse como un punto en el eje de abscisas del diagrama de Mohr-Coulomb ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ,  $\tau = 0$ ), Figura 10. Después se aplica la carga axial hasta que falla el espécimen (es decir, hasta que no toma esfuerzo axial adicional). Usualmente se grafica el círculo de Mohr para los esfuerzos en la falla, realizando varios ensayos para diferentes esfuerzos de confinamiento. Con una serie de círculos, cada uno correspondiente a los esfuerzos en la falla, se puede obtener el gráfico de la Figura 11.

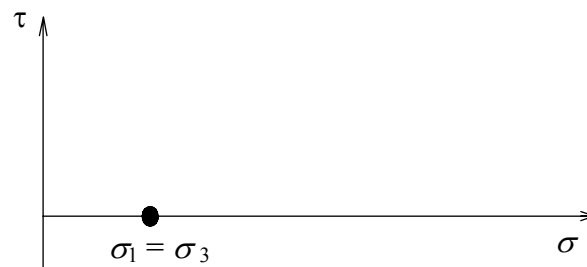


Fig. 10: Estado inicial de esfuerzo en el ensayo triaxial

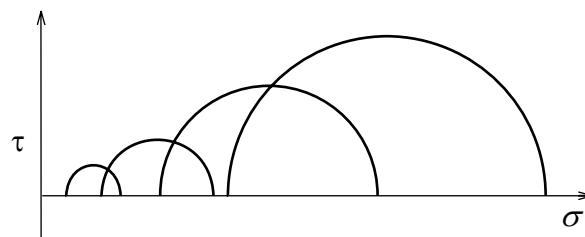
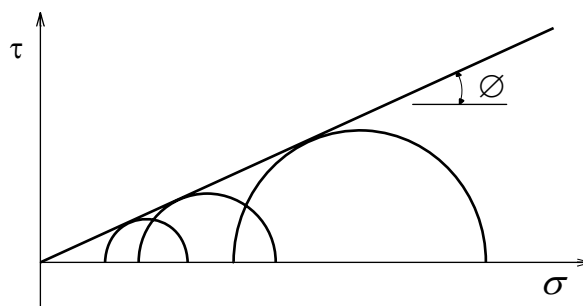


Fig. 11: Círculos de Mohr de esfuerzo en la falla

Cada círculo de Mohr mostrado en la Figura 11, representa todas las combinaciones de esfuerzos normal y cortante en todos los planos que pasan por el espécimen al momento de la falla. Sin embargo, tan pronto como cualesquiera de estas combinaciones de esfuerzo representa una condición inestable en el espécimen (por ejemplo que el punto de esfuerzo se encuentre en la envolvente de falla), el espécimen fallará en el plano correspondiente al que estos esfuerzos actúan. De lo anterior se desprende que la envolvente de falla debe ser tangente a cada círculo de Mohr de falla. El círculo no debe intersectar la envolvente de falla, ya que esto implicaría que se han desarrollado esfuerzos cortantes más grandes que aquellos correspondientes a una condición inestable antes que ocurra la falla. Similarmente, el círculo de Mohr no puede estar por debajo de la envolvente de falla, por que esto implicaría que el espécimen ha fallado antes que los esfuerzos en cualquier plano hayan alcanzado una condición inestable.

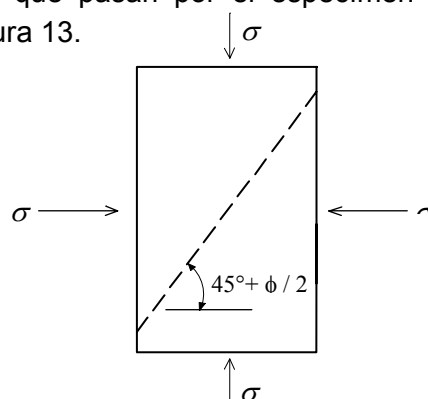
La envolvente de falla correcta para una serie de ensayos triaxiales en arena seca con los círculos de Mohr se presentan en la Figura 12. A partir de este diagrama se puede determinar la orientación del plano de falla en el ensayo triaxial. Los esfuerzos en el plano de falla corresponden a los esfuerzos en el punto donde el círculo de Mohr es tangente a la envolvente de falla. Sin embargo, también puede verse que estos esfuerzos actúan en un plano orientado a un ángulo  $2\alpha$  del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, por geometría:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi \quad \text{ó} \quad \alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$



**Fig. 12: Círculo de Mohr y envolvente de falla para arena seca**

Por consiguiente, el plano de falla está inclinado a un ángulo igual a  $45 + \phi/2$  del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor. En el ensayo triaxial el esfuerzo principal mayor actúa en planos horizontales que pasan por el espécimen y el plano de falla tiene la inclinación mostrada en la Figura 13.



**Fig. 13: Plano de falla en el ensayo triaxial**

El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla en el ensayo triaxial es, para propósitos prácticos, idéntico al valor obtenido de ensayos de corte directo. Sin embargo, es más rápido y económico realizar ensayos de corte directo en lugar de ensayos triaxiales; por esta razón se utiliza más en la práctica el ensayo de corte directo para medir la resistencia cortante de las arenas secas.

El ángulo de fricción interna de una arena depende de un número de factores, incluyendo la composición mineralógica, granulometría, textura de partículas, forma de partículas y densidad relativa. Los valores típicos del ángulo de fricción interna de las arenas presentados a continuación ilustran la influencia de la densidad relativa, la forma de partículas y la granulometría.

	<b>granos redondeados, uniforme</b>	<b>granos angulares, bien graduada</b>
Suelta	$\phi = 28.5^\circ$	$34^\circ$
Densa	$\phi = 35.0^\circ$	$46^\circ$

Ref. Peck, Hanson y Thornburn, 1974

La mayoría de arenas encontradas en la ingeniería tienen un ángulo de fricción interna de 30 a 45°; sin embargo, en algunos casos de arenas uniformes muy sueltas, el ángulo puede ser más bajo.

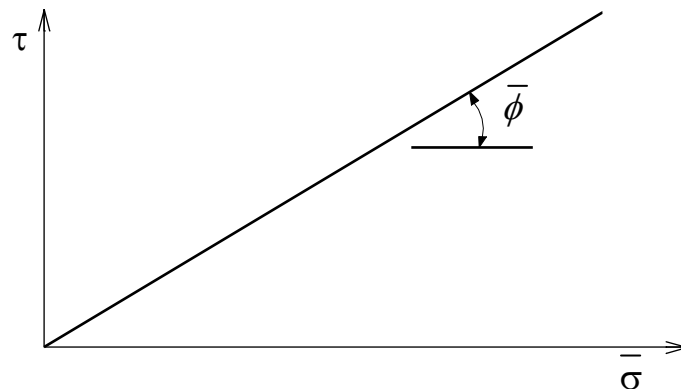
## RESISTENCIA CORTANTE DE ARENAS SATURADAS

La resistencia cortante de arenas saturadas puede ser medida de una manera similar a la resistencia cortante de arenas secas, ya que en la mayoría de casos la velocidad de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena se consolide y drene completamente, independientemente de que sea seca o saturada. De este modo, el procedimiento de ensayo apropiado a utilizar será el consolidado-drenado o lento (CD, S). Al graficar los resultados de una serie de ensayos consolidados-drenados en arena saturada, es conveniente utilizar los esfuerzos efectivos,  $\bar{\sigma}$ , en lugar de los esfuerzos totales (Figura 14). El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla se denomina  $\bar{\phi}$ , indicando que se han utilizado los esfuerzos efectivos. La expresión de la resistencia cortante es:

$$S = (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\phi} = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \bar{\phi} \quad (11)$$

El ángulo de fricción interna  $\bar{\phi}$  de una arena saturada y el ángulo de fricción interna  $\phi$  de una arena seca, tienen el mismo valor. Esto es, si siempre se expresa el ángulo de fricción interna de una arena en función de los esfuerzos efectivos, no existe diferencia en este valor si se trata de arena seca o saturada. Sin embargo, si la arena está saturada y por debajo del nivel freático, las presiones de poros grandes reducirán los esfuerzos efectivos, y de acuerdo a la ecuación (11), la resistencia cortante de una arena saturada será inferior a la arena seca comparable. Por esta razón, es necesario utilizar esfuerzos efectivos en vez de esfuerzos totales al calcular la resistencia cortante de arenas en el campo. Esto no es difícil, ya que las presiones de poro iniciales se conocen de las condiciones freáticas y no se

desarrollarán excesos de presión de poros, ya que la arena se consolidará y drenará casi instantáneamente durante la carga en el campo.



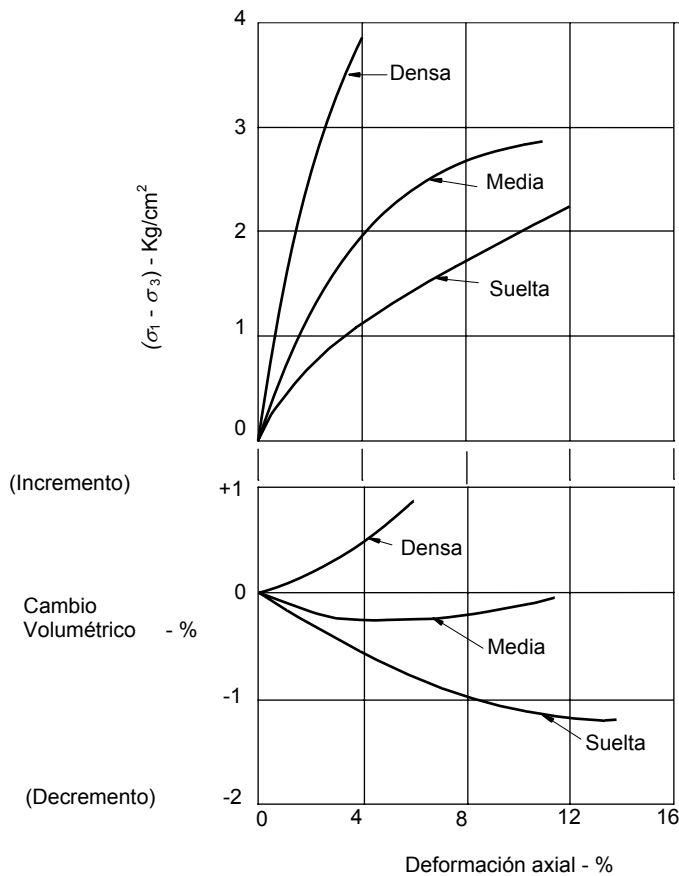
**Fig. 14: Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos para arena saturada**

Es interesante examinar los casos donde la resistencia cortante de una arena puede estar influenciada si el drenaje no ocurre con la carga. Existen varios tipos de problemas donde el drenaje puede no ocurrir. Esto sucede cuando la arena se carga muy rápidamente, como en el caso de terremotos, explosiones de voladuras y cargas de choque resultantes de lanzamientos de misiles o explosiones nucleares. Para estos casos, la resistencia cortante puede expresarse en función del mismo ángulo de fricción interna  $\bar{\phi}$  discutido anteriormente; la resistencia cortante puede calcularse con la ecuación (11).

Sin embargo, si no se permite drenar a la arena durante la aplicación del cortante, las presiones de poro pueden cambiar. Por consiguiente, es necesario poder predecir como variarán las presiones de poro en el campo durante el corte, para poder determinar el valor de la resistencia cortante de la arena. En la práctica esta predicción es muy difícil, pero puede estimarse cualitativamente los cambios en la presión de poros.

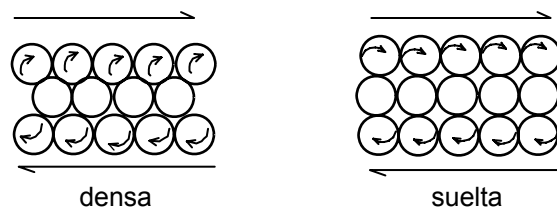
Los cambios en la presión de poros de la arena (y en todo tipo de suelo), dependerá de la tendencia del suelo al cambio de volumen durante el corte. Si la arena tiende a comprimirse (disminución de volumen) durante el corte, la presión de poros aumentará. Si la arena tiende a expandirse (aumento de volumen) durante el corte, la presión de poros disminuirá. Aunque un suelo saturado no puede cambiar de volumen para condiciones sin drenaje, la tendencia al cambio de volumen se mantendrá, y por consiguiente las presiones de poro cambiarán. Si una arena no drenada tiende a comprimirse, pero no lo puede hacer porque no se permite el drenaje, entonces las presiones de poro deben aumentar hasta que los esfuerzos efectivos sean tan bajos que la arena no tienda más a comprimirse.





**Fig. 15: Relaciones esfuerzo-deformación y cambio volumétrico-deformación para arena drenada**

La tendencia a los cambios de volumen en una arena durante el corte puede apreciarse al examinar los cambios de volumen que ocurren cuando se permite a la arena drenar completamente. Las curvas típicas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico-deformación se muestran en la Figura 15. Puede apreciarse que los cambios de volumen que ocurren durante el corte están grandemente influenciados por la densidad de la arena ensayada. Si la arena es muy suelta, se comprimirá durante el corte y el volumen disminuirá. Si la arena es muy densa, se expandirá (dilatarse) durante el corte y el volumen aumentará. La tendencia de una arena, ya sea a comprimirse o a dilatarse, depende de la densidad relativa, como se ilustra en el esquema de la Figura 16. Si los granos de arena (esferas) están en un estado suelto de empaque, tenderán a acomodarse durante el corte hacia un estado más denso. Sin embargo, si la arena es muy densa, las partículas de arena deberán elevarse y montarse sobre las partículas adyacentes antes que el cortante pueda ocurrir. De este modo la arena deberá aumentar de volumen. (Nótese que las partículas individuales no pueden ser cortadas o rotas sino hasta que se aplican esfuerzos de confinamiento relativamente altos, o a menos que los granos posean una composición mineralógica relativamente débil).



**Fig. 16: Estructuras de granos densa y suelta**

De lo anterior puede concluirse que cuando se somete a corte sin drenaje a arenas saturadas y sueltas, las presiones de poro aumentarán debido a la tendencia a la disminución de volumen. Por otro lado, si una arena muy densa se somete a esfuerzo cortante bajo las mismas condiciones, la presión de poros puede disminuir.

## RESISTENCIA CORTANTE DE ARCILLAS SATURADAS

En muchas estructuras y terraplenes, las velocidades de construcción son relativamente rápidas, si se comparan con el tiempo requerido por las arcillas saturadas para consolidarse completamente bajo los esfuerzos finales. Por esta razón se asume que no ocurrirá drenaje o consolidación en la arcilla, y la medida de la resistencia cortante deberá ser para esta condición de carga. Es por esto que en este caso el procedimiento de ensayo que se utiliza es el no consolidado-no drenado (UU ó Q).

Se asume que se han tomado varias muestras "idénticas" en el campo. Se ensayarán estas muestras aplicando diferentes estados iniciales de esfuerzo (presiones de confinamiento) en la celda triaxial, pero no se permitirá consolidar a los especímenes bajo los esfuerzos aplicados. Después se cargará a la falla a cada uno de los especímenes, sin permitir el drenaje. Como es de suponer, cuando se produce un aumento en la presión de confinamiento (esfuerzo hidrostático) a una arcilla saturada y no se permite la consolidación, la presión de poros deberá aumentar en una cantidad igual al esfuerzo añadido. En este caso no existe un cambio en el esfuerzo efectivo. Por consiguiente, en los ensayos presentados no se esperaría la ocurrencia de cambio en el esfuerzo efectivo bajo la presión de confinamiento aplicada, independientemente de su magnitud; todos los especímenes deben haber tenido el mismo esfuerzo efectivo antes de cargarlos hasta la falla. En base a lo anterior, se podría esperar que todos los especímenes tengan la misma resistencia cortante.

Un conjunto típico de resultados de ensayos triaxiales para una arcilla saturada bajo condiciones no consolidadas-no drenadas (UU ó Q) se presenta en la Figura 17. Puede verse de la figura que la resistencia cortante ( $\tau$  ó S) es la misma para todos los especímenes. La envolvente de falla es una línea horizontal, representada por  $\phi = 0$ ; la resistencia cortante puede expresarse por la ecuación:

$$S = C_Q \quad (12)$$

donde Q indica que la intersección de cohesión en el diagrama de Mohr fue medida utilizando procedimientos no consolidados-no drenados (UU ó Q).

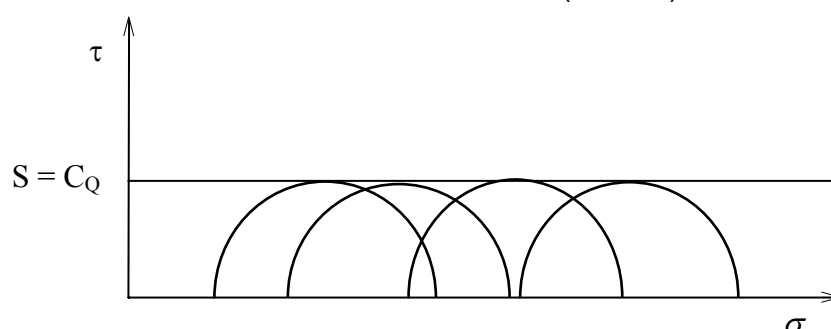
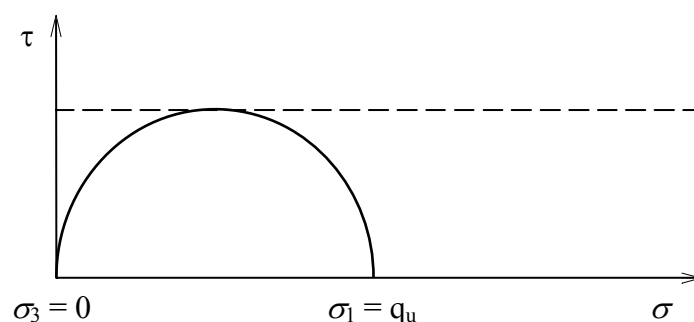


Fig. 17: Envolvente de falla de arcilla saturada

La resistencia cortante ( $S$ ) de arcilla saturadas también puede medirse mediante ensayos de compresión no confinada. Este tipo de ensayo implica que la muestra no se confina con una membrana de jebes ni con presión de confinamiento. La carga axial simplemente se incrementa hasta la falla, como en un ensayo de resistencia a la compresión del concreto. Normalmente el ensayo se corre lo suficientemente rápido (5-15 minutos de duración), para prevenir que ocurra durante el ensayo ningún drenaje o consolidación. El círculo de Mohr de esfuerzos para este ensayo se ilustra en la Figura 18. El esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) es igual a cero y el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) es igual al esfuerzo axial en la falla. El esfuerzo axial en la falla se denomina la resistencia a la compresión no confinada,  $q_u$ . La resistencia cortante ( $S = C_Q$ ) es igual a un medio de la resistencia a la compresión no confinada.

$$C_Q = \frac{1}{2} q_u \quad (13)$$

Teóricamente, el valor  $C_Q$  medido en los ensayos de compresión no confinada debería ser idéntico al valor de  $C_Q$  medido en ensayos triaxiales del tipo no consolidado no-drenado (UU ó Q); sin embargo, el ensayo de compresión no confinada produce valores más bajos. Esta observación es particularmente cierta para arcillas fisuradas y duras. Esto se debe probablemente al hecho que algunas fisuras y planos de debilidad pueden abrirse durante el muestreo de campo y operaciones de preparación de la muestra, que tienden a reducir la resistencia cortante de la arcilla. En el ensayo triaxial, las fisuras se tienden a cerrar bajo las presiones de confinamiento y la muestra es probablemente más representativa de las condiciones in-situ de campo. Aunque el ensayo de compresión no confinada subestima la resistencia cortante de muchos suelos, se le utiliza a menudo para estimaciones preliminares de diseño y para determinar cuál resistencia cortante es la crítica para el diseño. En algunos casos el ensayo de compresión no confinada puede indicar que el suelo tiene una resistencia más que adecuada para propósitos de diseño, por lo que es innecesario ejecutar ensayos más precisos.

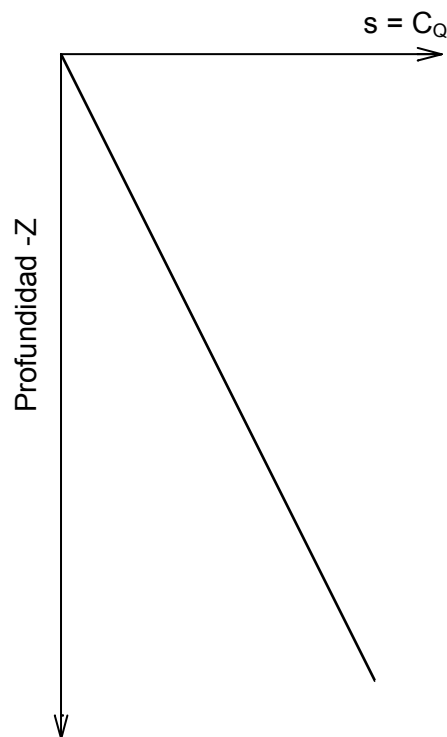


**Fig. 18: Círculo de Mohr y envolvente de falla para el ensayo de compresión no confinada**

### Variación de la Resistencia con la Profundidad

Hasta ahora se han considerado muestras “idénticas”, presumiblemente tomadas de la misma profundidad. En el campo, la resistencia cortante puede variar con la profundidad. En el campo los esfuerzos aumentan con la profundidad, y en un depósito de arcilla normalmente consolidada, los suelos habrían sido consolidados a mayores esfuerzos efectivos conforme la profundidad aumenta. Se esperaría que las muestras tomadas de

profundidades mayores tengan una mayor resistencia cortante que las muestras de profundidades menores, debido a que las muestras más profundas tienen una menor relación de vacíos y menor contenido de humedad. Se puede examinar la variación de resistencia con la profundidad al realizar una serie de ensayos de resistencia en muestras tomadas a varias profundidades. Si la arcilla es normalmente consolidada, se ha encontrado que la resistencia cortante aumenta casi linealmente con la profundidad, como se ilustra en la Figura 19. El aumento de la resistencia cortante con la profundidad se expresa como la relación  $C/P = S_u / \bar{\sigma}_{vc}$  de la resistencia cortante (medida con ensayos triaxiales no consolidados-no drenados) a la presión efectiva de sobrecarga, P. Se ha encontrado que la relación C/P varía para la mayoría de los suelos entre 0.1 a 0.4 y que aumenta con el índice de plasticidad de la arcilla.



**Fig. 19: Variación de resistencia con profundidad**

Aunque la resistencia cortante de arcillas normalmente consolidadas aumenta linealmente con la profundidad, en la práctica raras veces se encuentran estos tipos de depósitos. La mayoría de depósitos naturales han estado sujetos a algún grado de secado o desecación, por lo que una “costra” sobreconsolidada de mayor resistencia se forma cerca de la superficie. Esta “costra”, de varios metros o decenas de metros, puede proporcionar una capacidad portante más alta que el suelo más profundo para cimentaciones superficiales de zapatas, y puede servir como una “placa” para distribuir los esfuerzos más uniformemente a las capas infrayacentes de arcilla blanda. Sin embargo, existe el peligro que las zapatas pueden “perforar” a través de la costra resistente, y en otros casos las grietas de secado y contracción pueden reducir la resistencia cortante disponible de la costra superior dura. Por esta razón, debe ponerse especial cuidado al seleccionar valores de diseño apropiados de la resistencia cortante.

## **Influencia del Drenaje y la Consolidación**

Después que una zapata o carga de terraplén se aplica al suelo, ocurrirá asentamiento gradual con el tiempo conforme el suelo se consolida. A medida que la consolidación ocurre, la resistencia cortante del suelo aumenta gradualmente. Así, la resistencia cortante del suelo es más baja durante e inmediatamente después de la construcción, por lo que el período más crítico en la vida de una estructura o terraplén de tierra es en esta condición. Por esta razón se diseña usualmente en base a los valores de resistencia cortante no consolidada-no drenada (Q). La pequeña cantidad de consolidación que ocurre durante la construcción proporciona una pequeña cantidad de conservadurismo al diseño, y con el tiempo el factor de seguridad contra la falla aumentará.

Aunque los valores de resistencia cortante no consolidada-no drenada (Q) se utilizan frecuentemente en diseño, existen varias excepciones notables a esta utilización. Específicamente, cuando se realiza un corte o excavación, el suelo se descarga y con el tiempo puede ocurrir expansión y rebote. En estos casos la resistencia cortante puede decrecer con el tiempo, y para el diseño se debe usar la resistencia a largo plazo, después que se termina la expansión y se establece el equilibrio final. Para estos casos el procedimiento de ensayo apropiado es el consolidado-drenado (CD ó S), donde el suelo se ensaya bajo estados de esfuerzo similares a los encontrados en el campo.

También pueden utilizarse ensayos consolidado-drenado (CD ó S) o consolidado no-drenado (CU ó R), cuando es necesario considerar algún grado de consolidación durante la construcción. En algunos casos la resistencia cortante del suelo puede ser muy baja para soportar la cimentación, o la cimentación que se requiere para un diseño basado en que no existe consolidación y drenaje del suelo, no es económica. Cuando esto ocurre, se diseña la cimentación a ser construida por etapas para permitir que el suelo se consolide parcialmente bajo cada etapa de carga. En estos casos, el diseño debe estar basado en procedimientos de ensayo de tipo R ó S con un cuidadoso control de construcción, para asegurar que el grado anticipado de consolidación utilizado en el diseño haya ocurrido en el campo. Procedimientos de este tipo se han utilizado en la construcción de terraplenes en arcillas blandas, donde las obras pueden extenderse en un período largo de tiempo.

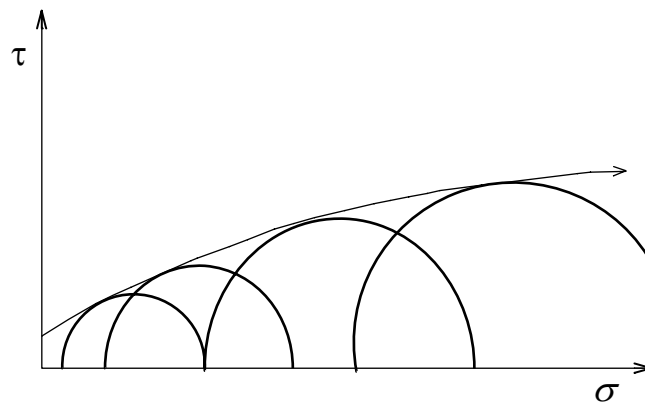
En este curso no se tratarán en detalle los problemas existentes cuando ocurre consolidación y drenaje, ya que pertenecen a cursos más avanzados de mecánica de suelos. En el caso de diseño de cimentaciones, la mayoría de problemas pueden resolverse para condiciones no consolidadas-no drenadas.

## **RESISTENCIA CORTANTE DE ARCILLAS PARCIALMENTE SATURADAS**

Lo anteriormente presentado se ha referido a la resistencia cortante de arcillas saturadas. Sin embargo, los terraplenes de tierra compactada y muchos suelos de cimentación localizados por encima del nivel freático, pueden ser solo parcialmente saturados. Cuando se aplica una carga a dichos suelos tenderán a comprimirse y la presión del aire y del agua en los poros aumentará. Es preciso indicar que bajo la mayoría de cargas reales en el campo, el suelo se comprimirá, pero no existirá suficiente tiempo disponible para que el aire o el agua “drenen” de los espacios vacíos del suelo. Esto está sugerido por la experiencia y por la baja permeabilidad de suelos parcialmente saturados con respecto al flujo de agua y

aire (el agua en la mayoría de arcillas parcialmente saturadas restringe el flujo de aire del espacio vacío). Por esta razón el procedimiento de ensayo no consolidado-no drenado (Q) es probablemente también apropiado para los suelos parcialmente saturados.

Si se realiza una serie de ensayos no consolidados-no drenados (Q) en suelo parcialmente saturado, se encontrará que la resistencia cortante del suelo aumenta con la presión de confinamiento. Esto se debe a que se permite al suelo comprimirse bajo los esfuerzos aplicados; y aunque la compresión se limita en algún grado por la prevención de drenaje, el esfuerzo efectivo aumentará en el suelo. Una envolvente de resistencia típica, obtenida de una serie de ensayos triaxiales no-consolidados no-drenados (Q) en una arcilla compacta típica, se muestra en la Figura 20.



**Fig. 20: Envolvente de falla para arcilla parcialmente saturada**

La envolvente de resistencia mostrada en la Figura 20 es curva, en lugar de ser recta. Esta envolvente curva indica que la resistencia cortante aumenta más rápidamente con la presión de confinamiento (la envolvente tiene una pendiente más inclinada) a esfuerzos de confinamiento bajos que a valores altos. A esfuerzos de confinamiento muy altos, el suelo puede alcanzar una condición saturada, debido a que el aire será forzado a disolverse en el agua. Cuando esta situación se alcanza, la envolvente de falla se vuelve horizontal y no ocurre mayor incremento de la resistencia con la presión de confinamiento. Sin embargo, para la mayoría de suelos parcialmente saturados en el campo bajo presiones de confinamiento normales, la saturación completa no ocurrirá y la envolvente de falla será curva, llegando a ser cada vez más horizontal a esfuerzos altos. Con propósitos de diseño se utilizan segmentos rectos a lo largo de las porciones curvas correspondientes al rango de esfuerzo en el campo. De este segmento recto equivalente, ilustrado en la Figura 21, se determinan valores de cohesión,  $C$ , y ángulo de fricción interna,  $\phi$ , para ser utilizados en la ecuación general de resistencia cortante.

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

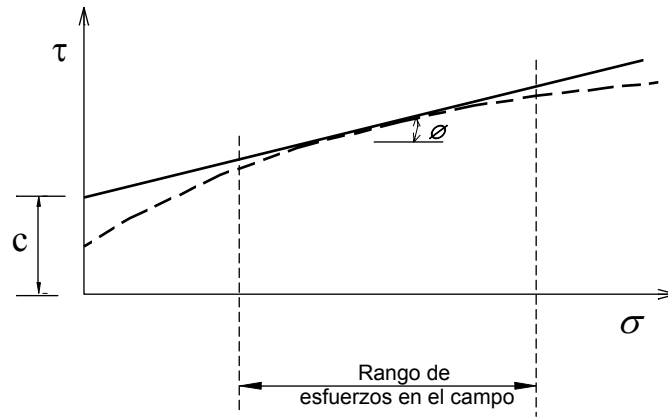
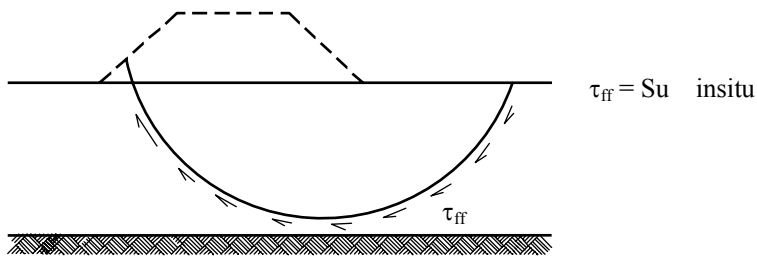


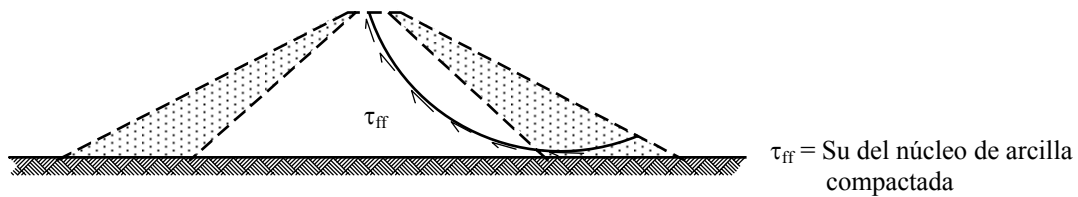
Fig. 21: Envolvente de falla recta equivalente

## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO UU (NO CONSOLIDADO-NO DRENADO)

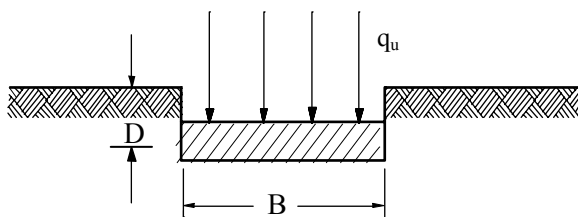
### a) Terraplén construido rápidamente sobre un depósito de arcilla



### b) Presa de tierra grande construida rápidamente sin cambio en el contenido de humedad del núcleo de arcilla



### c) Zapata continua colocada rápidamente en depósito de arcilla

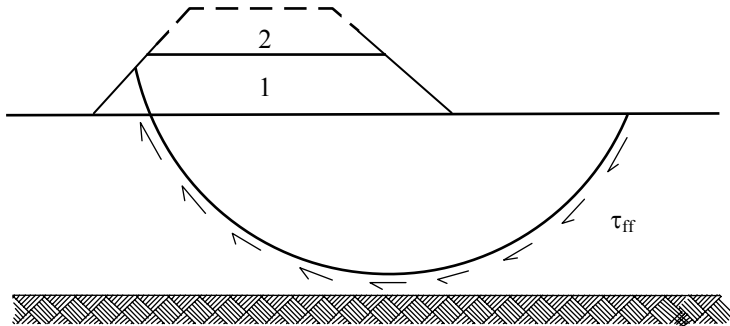


$$q_u = 5.7 S_u + \gamma_t D$$

de la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi con  $\phi = 0$

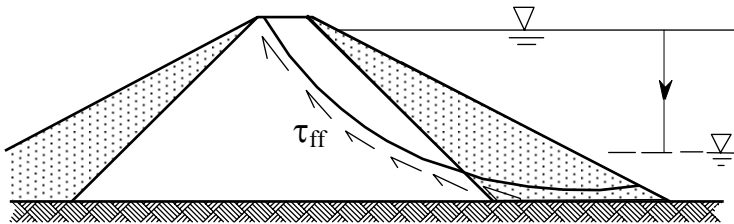
## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CU (CONSOLIDADO - NO DRENADO)

a) Terraplén elevado después de consolidarse bajo altura inicial



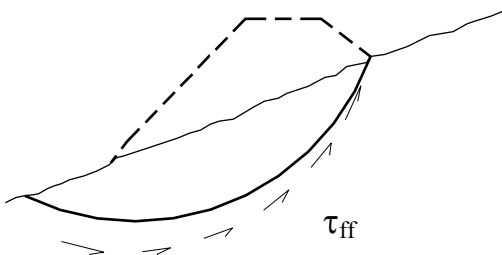
$\tau_{ff} = S_u$  insitu después de consolidación  
bajo capa 1

b) Presa de tierra con estado de infiltración constante



$\tau_{ff} = S_u$  del núcleo correspondiente a consolidación  
bajo infiltración constante antes del  
desembalse

c) Construcción rápida de terraplén en talud natural

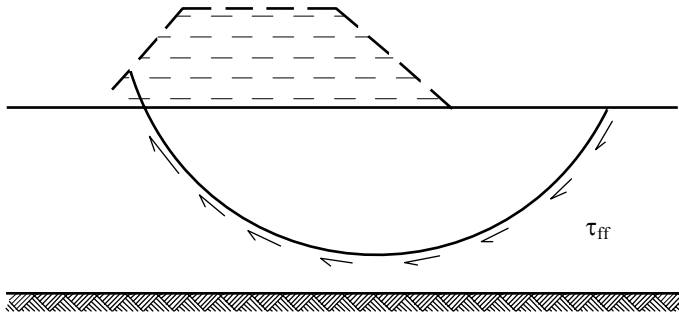


$\tau_{ff} = S_u$  insitu de arcilla en el talud  
natural antes de construcción



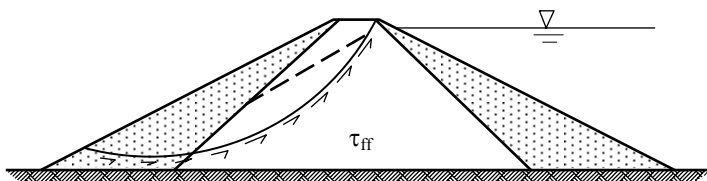
## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CD (CONSOLIDADO - DRENADO)

a) Terraplén construido muy lentamente por capas sobre un depósito de arcilla blanda



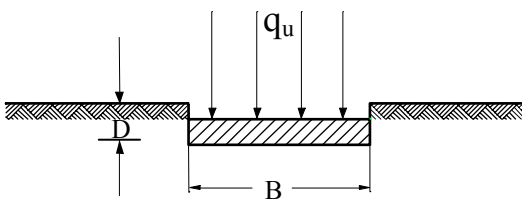
$\tau_{ff} = S_d$  resistencia cortante drenada insitu

b) Presa de tierra con estado de infiltración constante



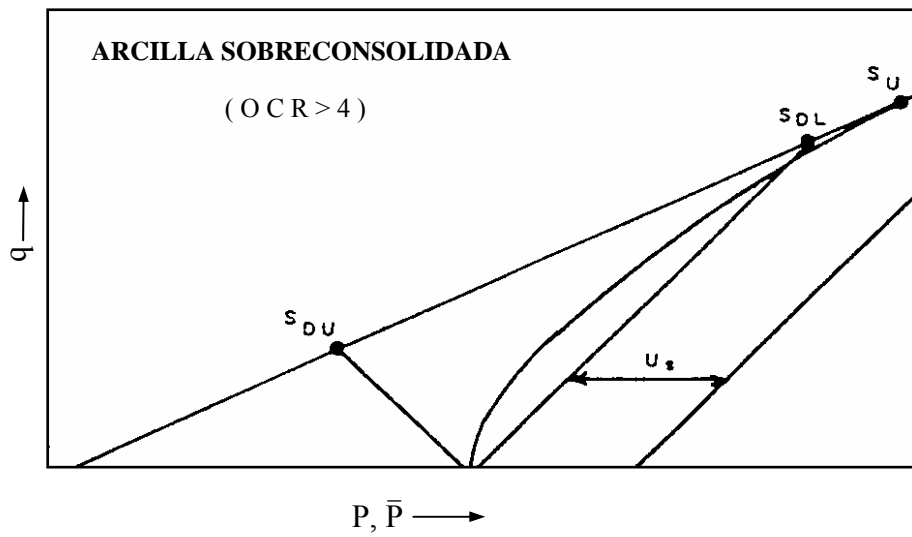
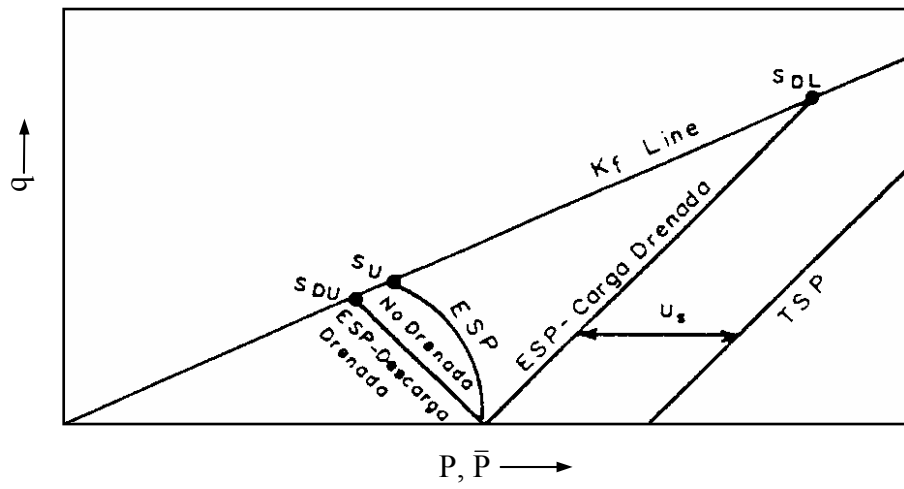
$\tau_{ff} = S_d$  del núcleo de arcilla

c) Zapata continúa en depósito de arcilla a largo plazo después de la construcción



$$q_u = \bar{c} N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

donde  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$  son función de  $\bar{\phi}$



**Resistencia Cortante Drenada y no Drenada**

# TERZAGHI Y LA MECANICA DE SUELOS

## INTRODUCCION

Los constructores han sido conscientes desde hace muchos siglos que las condiciones del terreno debían ser consideradas para que sus edificaciones no se asienten, inclinen o colapsen. La construcción antigua se realizaba en base a la experiencia del constructor. Sin embargo no fue sino hasta 1776, cuando Coulomb introdujo sus teorías de presión de tierras, que se aplicaron los métodos analíticos. En 1871 Mohr presentó una teoría de falla para materiales idealmente plásticos, que en combinación con el trabajo de Coulomb, produjo la expresión muy conocida de resistencia cortante de suelos,  $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$ .

Recién con el trabajo realizado por Terzaghi, la Mecánica de Suelos fue reconocida como una disciplina principal de la Ingeniería Civil. Este término y el de Geología Aplicada a la Ingeniería, fueron introducidos en su libro pionero "Erdbaumechanick auf Bodenphysikalischer Grundlage" publicado en 1925. El reconocimiento internacional de esta disciplina se logró con la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, llevada a cabo en la Universidad de Harvard en junio de 1936. Esta conferencia, presidida por Terzaghi, fue organizada por el Profesor Casagrande. Un hito principal en la Mecánica de Suelos fue la publicación en 1943 del libro "Theoretical Soil Mechanics" de Terzaghi, el que hasta ahora permanece como una importante referencia. Este libro fue seguido por "Soil Mechanics in Engineering Practice" de K. Terzaghi y R.B. Peck en 1948 y por trabajos posteriores de otros investigadores.

La Mecánica de Rocas fue una disciplina desarrollada y practicada durante muchos años por ingenieros y geólogos en la industria petrolera y minera. Esta no fue reconocida como parte de la Ingeniería Civil sino hasta 1960, en el Primer Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa. El término Ingeniería Geotécnica fue lanzado con la revista Geotechnique en 1948 por la Institución de Ingenieros Civiles de Gran Bretaña, siendo utilizado el término desde entonces en Europa y Sudamérica. La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) adoptó el término de Ingeniería Geotécnica en 1974 para una de sus Divisiones y su revista correspondiente de publicación mensual. En la actualidad este último término incluye la mecánica de suelos, ingeniería de cimentaciones y mecánica de rocas, e implica una fuerte relación con la geología aplicada a la ingeniería.

El amplio espectro de las numerosas contribuciones de Karl Terzaghi a la mecánica de suelos, hoy denominada ingeniería geotécnica, es asombroso. Muchas de dichas contribuciones permanecen como la base de muchos elementos de este arte - ciencia. Algunas de las contribuciones más importantes son: el principio de los esfuerzos efectivos y la teoría de la consolidación que datan de 1920, y el concepto de módulo de reacción de subrasante en 1955. Terzaghi desarrolló criterios de diseño para el soporte de túneles en roca en base a una evaluación empírica de la calidad de la roca en 1946 y fue uno de los primeros investigadores en reconocer el significado de la inestabilidad del fondo marino en 1956. El número total de publicaciones del Profesor Terzaghi supera los 280, lo que demuestra el amplio rango de sus intereses y contribuciones a la mecánica de suelos.

En esta ocasión presentaré un resumen de la biografía de Terzaghi, la cual ha sido publicada por su más cercano colaborador, el Profesor Arthur Casagrande, tanto en el libro Aniversario (1960) como en su artículo de la revista Geotechnique (1964) después de la muerte de Terzaghi. Seguidamente describiré brevemente las principales contribuciones de Terzaghi a la Ingeniería Civil, tal como han sido narradas por sus colaboradores y amigos en las distintas publicaciones revisadas. Finalmente presentaré el mensaje de Karl Terzaghi respecto a los requerimientos para la práctica de la mecánica de suelos aplicada y lo que debe ser un consultor en ingeniería geotécnica.

## **VIDA Y LOGROS DE TERZAGHI**

Karl Terzaghi nació el 2 de octubre de 1883, en Praga, entonces provincia bohemia de Austria, donde su padre, Anton von Terzaghi, estaba temporalmente asignado como oficial del ejército. Se esperaba que Karl siguiera la carrera militar de sus antecesores, pero cambió sus planes cuando descubrió, a los 14 años, que un pequeño defecto de visión le impediría alistarse en el ejército austriaco. Estudió, en cambio, ingeniería mecánica en la Universidad Técnica de Graz, graduándose en 1904. Como estudiante se dedicó más a asistir a cursos de geología, astronomía y filosofía, que a los propios de su carrera. Había ya comenzado la búsqueda de algo que satisficiera su intensa curiosidad y su deseo de explorar más allá de los límites del conocimiento de su época. Con todo, sus años de estudiante fueron un período borrascoso. Sin estrella que lo guiara ni mano firme que sostuviera el timón, estuvo al borde del naufragio. Es verdad que hubo miembros de la Facultad que reconocieron en la suya una mente bien dotada y potencialmente creadora, siendo uno de ellos F. Wittenbauer, Profesor de Mecánica, que también era poeta y dramaturgo. Se dice que él defendió a Terzaghi cuando la Facultad quería expulsarlo por excesiva "libertad académica". En dicha ocasión el Profesor Wittenbauer recordó a sus colegas que los tres estudiantes que hasta entonces habían sido expulsados de la Universidad Técnica de Graz habían llegado a ser hombres eminentes - uno de ellos, Nicola Tesla.

Después de graduarse, Terzaghi sirvió un año en el ejército, durante el cual, en su abundante tiempo libre, tradujo al alemán la obra "Outline of Field Geology", de A. Geikie. Esa fue su primera publicación, de una lista de más de 280 publicaciones. En el Volumen Aniversario de Terzaghi se incluye una bibliografía completa hasta 1960.

Desde estudiante ya se había dado cuenta que no le agradaba la ingeniería mecánica. Por lo tanto, pasado su año de servicio militar, regresó a su "alma mater" para otro año de estudio, concentrándose sobre todo en geología. A continuación trabajó tres años con una firma austríaca de ingeniería y construcciones civiles, aprendiendo en ella, en una serie de proyectos, el lado práctico de la profesión. En aquel entonces aceptó gustosamente la oportunidad de encargarse de un levantamiento hidrográfico y geológico para un proyecto hidroeléctrico en las montañas Karst de Croacia, disfrutando con los extensos trabajos de campo. Al final de los dos años que duró el trabajo escribió un muy completo artículo sobre la morfología y las aguas subterráneas en la región de Karst, sede del proyecto, artículo que aún hoy se considera como actualizado sobre la geología del fenómeno kárstico.

Durante la preparación del artículo, un amigo le habló de las dificultades que habían surgido en la cimentación de un edificio grande en San Petersburgo. Terzaghi se ofreció para

encargarse del proyecto, siendo aceptado su ofrecimiento y logrando controlar la peligrosa situación. Durante este trabajo se le puso claramente de manifiesto el estado altamente insatisfactorio del arte de la ingeniería de cimentaciones. Consideró este asunto como un reto a su imaginación, por lo que decidió sacrificar sus ahorros y su tiempo para compilar y correlacionar todos los conocimientos disponibles sobre cimentaciones, con la esperanza que ese trabajo permitiera un ataque racional para predecir el comportamiento de los suelos en obras de tierra y cimentaciones. Permaneció todavía por un lapso corto en Rusia, en una atmósfera muy atractiva en lo profesional, social y financiero; estimulado por los problemas que observó en Rusia, preparó algunas valiosas contribuciones al diseño de concreto armado, las cuales publicó luego en varios artículos y en un pequeño libro del que fue coautor con T. Pöschl, usando parte del material de su tesis doctoral que presentó a la Universidad Técnica de Graz, recibiendo allí, en 1912, el grado de Doctor en Ciencias Técnicas. Pocas semanas después estaba ya camino a los Estados Unidos.

Terzaghi tenía la impresión que el mayor avance en obras de tierra se había hecho en los Estados Unidos y que el U.S. Reclamation Service era en esto uno de los precursores. En consecuencia, visitó en Washington a F.H. Newell, que era el Director del Servicio en esa época, y le pidió información de donde se habían presentado problemas difíciles en ingeniería de obras de tierra. Permaneció en Washington lo suficiente para estudiar la geología de estos sitios, publicada por el U.S. Geological Survey, y procedió después a visitar los sitios, uno tras otro. Para completar sus escasos fondos aceptaba trabajo de cualquier clase: ingeniero, supervisor de perforación y hasta perforista. De esta manera llegó a conocer las arcillas blandas aluviales del delta del Mississippi, los suelos de las regiones semiáridas del suroeste y oeste, y las arcillas de Oregon y Washington, que son causa de inestabilidad de taludes; observando también con interés los nuevos procedimientos de construcción de obras de tierra. Hacia el fin de 1913 regresó a Austria, desanimado por haber fracasado en su objetivo, y mientras estaba estudiando la pequeña cantidad de material útil que había obtenido, estalló la primera guerra mundial.

Después de participar brevemente en la lucha del frente Servio, pidió traslado a la fuerza aérea austríaca que se estaba organizando entonces, permaneciendo en ella dos años como comandante de la estación de ensayos aeronáuticos de Aspern, cerca de Viena, donde estuvo asociado a Theodor von Karman y Richard von Mises. El trío se encontró de nuevo en los Estados Unidos muchos años después.

En esa época, el Profesor Philip Forchheimer, que había sido maestro de Terzaghi en la Universidad Técnica de Graz, estaba ayudando al gobierno turco a reorganizar la enseñanza de la ingeniería en Turquía. Necesitando un hombre competente y enérgico, y sin ni siquiera consultar a Terzaghi, pidió que lo nombraran Profesor de Ingeniería de Cimentaciones en la Escuela Imperial de Ingeniería de Constantinopla (después Estambul). Así comenzó, a la edad de 33 años, su estadía de diez años en Turquía durante la cual la rama de mecánica de suelos fue concebida y fundada. En su tiempo libre comenzó una compilación sistemática de toda la literatura inglesa, alemana y francesa sobre ingeniería de cimentaciones y obras de tierra para el período de 1860-1917, utilizando principalmente las bibliotecas de Viena durante sus visitas a esa ciudad. Como consecuencia de este trabajo y del que había llevado a cabo en los Estados Unidos, concluyó que era desesperanzador el intento de condensar los conocimientos empíricos en un sistema apropiado, donde se carecía de medios para describir claramente y medir cuantitativamente las propiedades

estructurales de la vasta gama de los suelos. Como esos medios no existían, era un intento inútil tratar de encontrar relaciones entre las condiciones del subsuelo y el comportamiento de las estructuras. Una vez que afirmó en su mente tal conclusión, no perdió más tiempo tratando de encontrar la clave mediante el estudio de conocimientos empíricos, sino que comenzó a experimentar sistemáticamente con suelos, empezando por arenas. Con cajas de tabaco y piezas diversas, usando instrumentos de medición prestados, construyó aparatos con los que rápidamente obtuvo resultados significativos de ensayos de presión de tierras.

Al terminar la guerra, la Escuela Imperial despidió a los profesores de las naciones derrotadas y Terzaghi aceptó una cátedra en el American Robert College de Estambul, hoy Universidad de Bogazici, que había visitado antes en varias ocasiones. A pesar de sus abrumadoras obligaciones de docencia (principalmente materias de termodinámica y de ingeniería mecánica), comenzó inmediatamente a formar un laboratorio de suelos, utilizando materiales que rescataba del basurero del instituto. Careciendo de fondos para un extensómetro de precisión, inventó uno, basado en el espaciado de los anillos de Newton que se forman cuando se comprime agua entre dos placas de vidrio. La arcilla la obtenía de las riberas del Bósforo. Noche tras noche trabajó con su equipo primitivo, descubriendo así la mecánica de la consolidación de la arcilla y otros principios importantes que forman la base de la moderna mecánica de suelos. En 1923 publicó la ecuación diferencial fundamental para el proceso de consolidación, para la que también estableció su analogía matemática con la transferencia del calor. A pesar de que este artículo recibió poca atención en esa época, representó un hito alcanzado en el punto medio de su vida. Según sus propias palabras: "Los resultados de mis esfuerzos excedieron mis esperanzas". A partir de entonces, vio claro el rumbo de su futura misión, la cual ejerció con notable constancia hasta su muerte, cuarenta años después.

En 1924 presentó su teoría de "consolidación de arcillas" (para la cual también usaba el nombre de "teoría de esfuerzos hidrodinámicos"), en el Primer Congreso Internacional de Mecánica Aplicada, en Delft, Holanda. La audiencia lo acogió entusiastamente y después de la sesión, Forchheimer estrechó la mano a Terzaghi y le dijo: "Hoy ha nacido usted al mundo científico". El año siguiente apareció su primer libro, un clásico de la mecánica de suelos, titulado "Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage". La publicación de ese libro (en 1925) marca el comienzo de la Mecánica de Suelos. El libro llamó la atención de John R. Freeman, de Rhode Island, conocido especialista en hidráulica que se ocupaba entonces de divulgar en Estados Unidos los adelantos de los laboratorios hidráulicos europeos; Freeman sugirió al Profesor Charles M. Spofford, por esa época jefe del departamento de ingeniería civil del Instituto Tecnológico de Massachusetts, que invitara a Terzaghi como conferencista. Puesto que en ese momento los grandes y continuos asentamientos de los nuevos edificios del M.I.T. eran motivo de preocupación, la subsiguiente invitación no fue toda motivada por el deseo de fomentar la enseñanza de esta nueva materia.

Terzaghi llegó a M.I.T. en el otoño de 1925, para iniciar su segunda estadía en los Estados Unidos, que debía terminar en el otoño de 1929. Este período fue el de más rápido ascenso de su carrera y de importancia vital en la aceptación de la mecánica de suelos por el gremio de ingenieros. En su pequeña oficina de M.I.T. comenzó inmediatamente a preparar el equipo para ensayos de suelos y fue allí en mayo de 1926 que construyó un aparato de

consolidación en miniatura. En este período conoce al Dr. Arthur Casagrande, un compatriota suyo y se inicia una estrecha relación de amistad y de trabajo profesional. En el verano de 1926 Casagrande trabajó como ayudante de Terzaghi en Washington y desde diciembre como asistente de investigación en M.I.T.

A medida que aumentaba su reputación como consultor, se buscó su consejo en muchos países y él, para familiarizarse con los suelos tropicales, buscó trabajos en América Central. Su curso de dos semestres de mecánica de suelos en M.I.T. atrajo muchos estudiantes y dio una norma para su enseñanza, que fue gradualmente aceptada por otras universidades.

A pesar de lo valioso que le fue este período en M.I.T. para su desarrollo profesional, Terzaghi no pensó entonces en establecerse en los Estados Unidos permanentemente. Cuando se le ofreció una cátedra de ingeniería civil en la Universidad Técnica en Viena, le entusiasmó la perspectiva de regresar a su patria, además que dicho ofrecimiento implicaba un reconocimiento eminente de sus realizaciones y de su estatura profesional. Terzaghi sugirió a su asistente Casagrande que tomara un permiso por seis meses y lo acompañara a Viena, para organizar un laboratorio de suelos y adiestrar a sus nuevos ayudantes.

Terzaghi comenzó a enseñar en Viena en 1930 y pronto sus cursos y sus investigaciones empezaron a atraer estudiantes e ingenieros de muchos países, llegando su departamento a ser un centro renombrado de mecánica de suelos. Sus servicios tenían también mucha demanda como conferencista y consultor en proyectos importantes en toda Europa, Norte de Africa y Rusia. Dondequiera que iba despertaba un gran interés entre los ingenieros locales por la mecánica de suelos. En 1935 permaneció tres meses como conferencista en la Universidad Técnica de Berlín.

Harvard lo invitó para participar en el primer semestre de 1936, e inmediatamente después actuó allí como Presidente de la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, la que tuvo lugar en Pierce Hall. En esa ocasión se fundó la Sociedad Internacional, y Terzaghi fue elegido su primer Presidente, puesto que ocupó hasta la Cuarta Conferencia Internacional de 1957, en Londres.

En la primavera de 1938, después que Hitler ocupó Austria, Terzaghi se estableció con su familia temporalmente en Francia, que le era conveniente para sus actividades de consultor. El y su esposa consideraron establecerse permanentemente en los Estados Unidos, informando a Casagrande que estaría interesado en una cátedra a medio tiempo que le dejara suficiente libertad para sus otras actividades. Casagrande persuadió al decano Westergaard de la Universidad de Harvard para que invitara a Terzaghi como conferencista y durante el segundo semestre de 1938-39 enseñó Geología Aplicada a la Ingeniería por primera vez en la Escuela de Postgrado de Ingeniería de Harvard. Durante la primavera de 1939 cumplió su promesa de dar una serie de conferencias en el Imperial College de Londres, y ofreció además la Conferencia James Forrest en la Institución de Ingenieros Civiles, siendo el segundo ingeniero no británico en recibir tal honor (el primero fue Marconi) desde 1890, año en que se creó la Conferencia. Sus conferencias en Londres estimularon mucho el crecimiento rápido de la mecánica de suelos en Inglaterra.

En la Universidad de Harvard, Terzaghi encontró un ambiente intelectual muy de su agrado, disfrutando de los contactos con colegas de otras facultades; para mencionar sólo algunos: Harold M. Westergaard, a quien había conocido en Washington D.C. cuando ambos eran consultores del Bureau of Public Roads; su compatriota Richard von Mises; Lionel Marks, y Percy Bridgman, de Física. En el escritorio de su oficina, en el tercer piso de Pierce Hall (que ocupó de 1938 a 1960, cuando su estado físico lo obligó a trabajar en su casa), escribió más que en ninguna otra oficina que ocupara en su vida: dos libros, más de cien artículos y numerosos informes de su trabajo de consultoría. La Biblioteca Gordon McKay era su favorita, por tener su entrada vecina a su oficina, disfrutando de los eficientes servicios de sus bibliotecarios y de su habilidad para obtenerle libros de otras bibliotecas. A pesar de enseñar sólo un cuarto de tiempo, estableció un segundo curso, "Mecánica de Suelos Aplicada", en el que adoptó el método de casos tomados liberalmente de su experiencia de consultor. Mantuvo su costumbre de dar conferencias en otras universidades y sociedades profesionales en muchos de los países que visitaba como consultor, y aceptó el nombramiento como conferencista e investigador sobre una base más permanente en la Universidad de Illinois, y más tarde también en M.I.T.

En 1946, Harvard le dió el título de Profesor de la Práctica de la Ingeniería Civil, retirándose en 1956 con el calificativo de Profesor Emérito; a pesar de ello continuó disertando sobre geología aplicada a la ingeniería por varios años más. Sus cursos en Harvard, y sus otras actividades centradas en su oficina de Pierce Hall, contribuyeron poderosamente a la espléndida reputación que disfrutó Harvard en Ingeniería Civil durante ese período.

Sus actividades de consultoría se extendieron a muchas partes del mundo, ocupándose sólo de asuntos que lucieran prometedores de obtener información valiosa. La lista de los proyectos en que intervino incluye grandes presas de tierra, estabilización de taludes, cimentaciones para edificios y puentes, problemas especiales surgidos de dificultades de construcción o accidentes, túneles en tierra y en roca dura, ferrocarriles subterráneos y problemas de cimentaciones de muelles. En 1954 fue nombrado Presidente de la Junta Consultora para la Presa Alta de Assuán, en Egipto, pero renunció a la Junta en 1959, cuando la Unión Soviética se encargó del diseño y de la construcción, cambiando el proyecto que se había preparado bajo su dirección.

Los logros de Terzaghi fueron producto de muchas y relevantes características personales; a su visión integral, su brillante mente analítica, y la insaciable curiosidad indispensable a un gran físico, unió dotes y afición para la observación paciente y cuidadosa de la naturaleza, indispensables al geólogo competente. A una extraordinaria capacidad de actividad mental, que desafiaba el cansancio en largas horas de trabajo, unida a un envidiable poder de concentración y gran habilidad para rechazar asuntos que interfirieran con su interés principal (pero siempre con gentileza que rara vez producía resentimientos), se debe el enorme volumen de trabajo que produjo en su vida. Su espléndida memoria fue de gran ayuda para compendiar y retener la gran cantidad de datos geológicos y de observación que siempre se acumulan en proyectos grandes de obras de tierra y cimentaciones, teniendo además la capacidad de reconocer rápidamente los elementos esenciales en la masa de datos.

Para su muy desarrollado talento literario, escribir era una actividad fácil y placentera. Cuando alguien, a la terminación de una investigación larga y complicada, compadeció a



Terzaghi por tener por delante "la parte más difícil del trabajo", es decir, la preparación del informe, Terzaghi contestó: "¡Pero si ésta es la mejor parte!". El cuadro que está indeleblemente impreso en la memoria del Profesor Casagrande, es el de Terzaghi sentado en su escritorio, escribiendo por horas, con sólo pausas ocasionales para ordenar sus pensamientos y para reponer, por medio de un buen cigarro, la cortina de humo en que habitualmente se envolvía. Tenía también facilidad para el dibujo, que usaba ventajosamente en las muchas figuras que ilustran sus informes y artículos.

Hasta edad avanzada gozó de vigor físico y magnífica salud. Geólogos jóvenes, acostumbrados al campo, difícilmente lo podían seguir en las montañas a la edad de 70 años, y hasta los 75 mantuvo un tren de trabajo y de viajes que hubiera agotado a muchos hombres de menor edad. Estaba dotado de una voz cálida y resonante, que alcanzaba con facilidad los rincones más remotos de auditorios grandes. Hasta sus últimos años dictó conferencias que duraban bastante más de una hora, sin hacer uso de notas, y tanto sus disertaciones como su conversación estaban salpicadas de un humor fresco y a veces de agudezas mordaces. Así mantenía fascinada a su audiencia, aún cuando describía detalles tediosos; en cualquier reunión social su personalidad magnética y su brillante verbo lo hacían rápidamente el centro de atracción.

Alimentó de joven el deseo de hacerse explorador, deseo que siempre se mantuvo latente. En sus extensos viajes aprovechaba siempre las oportunidades de apartarse de la ruta específica de su trabajo; por ejemplo: excursiones a las selvas de Guatemala y Panamá, las ruinas mayas de Yucatán, montañismo en los Montes Garibaldi, en la Columbia Británica. Tales excursiones le proporcionaban material para sus afamadas charlas no-profesionales, que ilustraba con sus propias transparencias a colores.

Poseía otras cualidades personales que fueron esenciales para su gran éxito como consultor, particularmente aceptación de la responsabilidad, autoridad, valor para imponer soluciones nuevas y una notable habilidad para diagnosticar relaciones y causas ocultas. Esta última cualidad se basaba no sólo en su intuición y juicio excelentes, sino también en un cuidadoso análisis de cada detalle de información. A veces detalles aparentemente triviales le proporcionaban pistas valiosas, que él proseguía con programas bien pensados de exploración y observación adicionales.

En su biografía en el Volumen Aniversario, el Profesor Casagrande (1960) describe las contribuciones más importantes de Terzaghi hasta sus 75 años; en sus últimos cinco años de vida se ocupó especialmente de los siguientes tres grupos de temas, que se reflejan en sus publicaciones últimas (Casagrande, 1964) :

- 1) El primer grupo contiene una descripción detallada de problemas de mecánica de suelos y su solución, en conexión con proyectos de grandes presas de tierra en los que actuó como consultor principal. Estos artículos documentan su creencia que las lagunas existentes, tanto en mecánica de suelos como de rocas, sólo pueden ser eliminadas en base a observaciones e investigaciones de campo completas y pacientes, antes que por medios teóricos y de laboratorio.
- 2) El segundo grupo comprende artículos dedicados a "la mecánica de suelos en acción". En su amplísima experiencia de mecánica de suelos, Terzaghi tuvo oportunidad de observar los muchos tropiezos que acechan al consultor de suelos, siendo el principal

el de no dársele la oportunidad para verificar personalmente sus hipótesis de diseño con las condiciones expuestas durante la ejecución del trabajo. Insistía que un consultor "...se verá convertido en el primer chivo expiatorio...", aún cuando los proyectistas hayan ignorado por completo sus recomendaciones. Otra fuente de dificultades es la dependencia en la teoría sin una experiencia práctica adecuada. Terzaghi adquirió en sus primeros años de ejercicio aversión a la teoría que no estaba complementada por experiencia práctica. Terzaghi indicó que los peores enemigos de la mecánica de suelos no serían los que negaban la validez de sus principios básicos, porque éstos a su tiempo morirían; el peor daño ocurriría cuando los teóricos puros descubrieran la mecánica de suelos, porque la actividad de esos hombres podría socavar su propio objetivo.

- 3) El tercer grupo se refiere a la mecánica de rocas. A sus visitantes de los últimos años expresó su temor que la excesiva tendencia a la teoría y la poca atención a la realidad de las observaciones de campo, podían retardar seriamente el avance de la mecánica de rocas.

Así, en sus últimos años, Terzaghi usó su energía y su visión en tratar de proteger a las jóvenes generaciones de ingenieros de suelos de las acechanzas que enfrentaban, y de guiarlos sabiamente. En ningún momento trató, como creen algunos, de desanimarlos en el uso de la teoría o en sus esfuerzos por desarrollarla, ni tampoco trató de disuadir al ingeniero joven de ejercer la mecánica de suelos, como algunos han creído interpretar en sus opiniones. El, que creó la mecánica de suelos, y que retuvo en este campo una preeminencia indiscutida, trató hasta el fin de su vida de compartir su sabiduría con aquellos que quisieran escucharle.

Los eminentes logros de Terzaghi se reflejan en nueve doctorados "honoris causa" y en los muchos galardones y premios de sociedades científicas y de ingeniería. Fue el único ingeniero que recibió cuatro veces la medalla Norman, el más alto honor de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), en 1930, 1943, 1946 y 1955. Fue también miembro honorario de esa sociedad y de otras en muchos países. En 1960, la ASCE anunció la creación del Premio Karl Terzaghi, con un fondo inicial de \$20,000, contribuido por miembros de la Sociedad; un recordatorio digno del gran hombre. El apreció profundamente todos los honores y disfrutó con el gran número de felicitaciones de todas partes del mundo en su octogésimo cumpleaños; pero su mayor satisfacción fue asistir en vida a la completa y entusiasta aceptación universal de la mecánica de suelos.

El Profesor Casagrande (1964), acerca de la trayectoria vital de Terzaghi, encuentra que es similar a la de muchos grandes hombres que dejaron su huella en el tiempo, incluyendo a Goethe, que la describió en términos simbólicos en el drama de "Fausto". De joven, Terzaghi pasó por un período turbulento e infeliz, atormentado por la interrogación del significado de la vida; momentos de disipación se alternaban con remordimiento y abatimiento. Este período se refleja patéticamente en los ensayos inéditos escritos en esa época y en las notas de su diario. Al término de sus estudios se dió con entusiasmo a sus primeros trabajos de ingeniero, que combinó frecuentemente con investigaciones geológicas, pero siempre buscaba incansablemente empresas más dignas de esfuerzo. Así se encontró un enorme vacío en la Ingeniería Civil, que era un desafío a su imaginación. Sus primeros esfuerzos en ese territorio incógnito consistieron en años de viajes y búsqueda en

bibliotecas, que le sirvieron, sin él saberlo, para encontrar la vía verdadera, seguidos por seis años de agotadora labor precursora y de sacrificios, en los que sentó los principios básicos de la mecánica de suelos. A la mitad de su vida, a los cuarenta años de edad, vio que había triunfado; desaparecieron sus frecuentes conflictos internos y la segunda mitad de su vida fructificó en una prodigiosa actividad productiva. Gracias a su genio, su energía y sus infatigables esfuerzos, la mecánica de suelos es hoy día una parte vital del currículum de ingeniería, y no se emprende ningún proyecto importante de obras de tierra o cimentación sin hacer uso sustancial de la ciencia creada por Terzaghi.

Karl Terzaghi falleció el 25 de octubre de 1963 en Winchester, Massachusetts, la ingeniería perdió una de sus eminentes y pintorescas personalidades. En el prefacio del Volumen Aniversario de 1960, los editores L. Bjerrum (Noruega), A.W. Skempton (Gran Bretaña), R.B. Peck y A. Casagrande (Estados Unidos) dicen: "Pocos hombres han ejercido en sus profesiones durante su vida una influencia comparable a la de Karl Terzaghi en la Ingeniería Civil y la Geología Aplicada a la Ingeniería. Sin embargo, sus trabajos y sus escritos son tan diversos, han cubierto tan largo período y se originaron en tantos países, que aún sus más íntimos allegados no tienen todavía una idea completa de la amplitud de su carrera".

## PRINCIPALES CONTRIBUCIONES DE TERZAGHI

Una de las principales contribuciones de Terzaghi a la Ingeniería Civil es el desarrollo del Principio de Esfuerzos Efectivos, que en sus propios términos dice (Skempton, 1960):

"Los esfuerzos en cualquier punto de una sección de una masa de suelo pueden calcularse de los esfuerzos principales totales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  que actúan en ese punto. Si los vacíos del suelo están llenos de agua con un esfuerzo  $u$ , los esfuerzos totales principales consisten de dos partes. Una parte,  $u$ , actúa en el agua y en el sólido en todas direcciones con igual intensidad. Se denomina presión de poros. La diferencia  $\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u$ ;  $\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 - \mu$  y  $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - \mu$ ; representa un exceso sobre la presión de poros y ocurre exclusivamente en la fase sólida.

Esta fracción de los esfuerzos totales principales, será llamada esfuerzos efectivos principales... Un cambio en la presión de poros no produce cambio de volumen y prácticamente no influencia los esfuerzos en la falla... Los materiales porosos (arena, arcilla y concreto) reaccionan a un cambio en  $u$  como si fueran incompresibles y como si su fricción fuera igual a cero. Todos los efectos medibles de un cambio de esfuerzo, tales como compresión, distorsión y un cambio de resistencia cortante son exclusivamente debidos a cambios en los esfuerzos efectivos  $\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\sigma}_2$  y  $\bar{\sigma}_3$ . Por lo tanto, cualquier investigación en la estabilidad de un cuerpo saturado de suelos requiere el conocimiento de tanto el esfuerzo total como la presión de poros".

El Principio de Esfuerzos Efectivos es de fundamental importancia en el desarrollo de la mecánica de suelos. En 1923, fecha en que Terzaghi utilizó la ecuación  $\bar{\sigma} = \sigma - \mu$ , se considera el inicio de la Mecánica de Suelos.

Otra contribución importante de Terzaghi fue su ejemplo de vida, con un entusiasmo incesante para enfrentar nuevos desafíos como un INGENIERO de decisiones prácticas para problemas de importancia. Además, Terzaghi propuso desarrollar un ciclo de experiencia formado por ajustes sucesivos de predicción, prescripción, diseño y funcionamiento de las obras. Para continuar con el desarrollo de la mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, Terzaghi propuso el método de observación de casos estudiados donde existiera una buena instrumentación para evaluar y analizar los resultados de las mediciones. Estos conceptos fueron desarrollados posteriormente por R.B. Peck (1969) en su Método de Observaciones; A. Casagrande (1964) en su Riesgo Calculado y T.W. Lambe (1972) en su Proyecto Integrado. Estos métodos fueron presentados en distintas Conferencias en Honor a Rankine y Terzaghi.

## **MENSAJE A LOS INGENIEROS GEOTECNICOS**

Terzaghi (1958) indica que un Consultor es una persona que supuestamente sabe más que su cliente sobre una determinada materia. Cuando un Consultor adquiere una reputación y descubre que sus servicios están en demanda, su carrera futura dependerá de lo que desea conseguir en la vida: si desea adquirir prestigio y dinero, deberá establecer una organización de ingeniería y luego convertirse en su esclavo. Sus ingresos aumentarán pero también sus preocupaciones. Será un ejecutivo y hombre de negocios, con condiciones para adquirir úlceras en el estómago. Por otro lado, si decide practicar el arte de la ingeniería, desistirá de establecer una organización y se concentrará en ampliar sus conocimientos en el campo de su elección. Para lograr lo anterior deberá utilizar por lo menos la mitad de su tiempo en investigación y evaluación de sus observaciones de campo. De esta manera su capacidad económica será limitada, pero tendrá menos preocupaciones y mayor libertad de acción. Terzaghi admite que su opción en la vida fue la segunda.

Terzaghi (1958) concluye que en base a los riesgos involucrados en la falta de contacto entre los departamentos de diseño y construcción en las grandes obras de tierra, las organizaciones serias deben incluir un departamento de mecánica de suelos. Durante el diseño ese departamento supervisa los sondajes y ejecuta los ensayos de laboratorio. Durante la construcción verifica los materiales encontrados y supervisa la compactación, adaptándola a los cambios de materiales. También compara lo encontrado con lo supuesto y realiza las modificaciones pertinentes.

Si la organización de ingeniería contrata un Consultor y ésta tiene un departamento de mecánica de suelos que mantiene un buen contacto con el departamento de diseño y la obra, las relaciones entre el Consultor y el Cliente serán sin fricciones y satisfactorias. El Consultor podrá rendir el máximo servicio con el mínimo de tiempo necesario, puesto que el departamento de mecánica de suelos lo mantendrá informado sobre lo asumido en el diseño y lo encontrado en la construcción. Por otro lado, en la mayoría de organizaciones de ingeniería el diseño y la supervisión de la construcción permanecen divorciados, aunque con un camuflaje de un pequeño laboratorio de suelos que proporciona solamente datos básicos para el diseño. Si se invita a un Consultor a participar en la etapa de diseño, éste debe tener cuidado. Deberá desistir de participar si es que la asignación no significa un contacto activo con el proyecto hasta el final de la construcción y puede inspeccionar los trabajos cuando considere conveniente. Debe recibir informes detallados semanalmente, preparados por un ingeniero de suelos competente, que permanezca todo el tiempo en la

obra. En segundo lugar el Consultor debe averiguar si la inspección de obra funciona, en caso contrario debe renunciar, dejando en claro las razones de su renuncia.

En su artículo "Mecánica de Suelos en Acción", K. Terzaghi (1959) indica que: "el autor nunca ha fallado en señalar en los prefacios de sus libros en mecánica de suelos, que sus contenidos deberán utilizarse solamente como guías para un juicio ingenieril. Ellos no pueden utilizarse satisfactoriamente a menos y hasta que el lector haya adquirido capacidad de juicio, y esta capacidad tan solo puede obtenerse en años de contacto con las condiciones de campo".

Terzaghi presentó las calificaciones necesarias para la aplicación de la mecánica de suelos de forma satisfactoria:

- 1.- Adecuado conocimiento de fundamentos
- 2.- Conocimiento adquirido por experiencia
- 3.- Sentido común
- 4.- Apropiada observación
- 5.- Iniciativa
- 6.- Imaginación

El Prof. Casagrande (1959) complementó las recomendaciones propuestas por Terzaghi, con el objeto de animar a los ingenieros jóvenes a desarrollar una posición correcta frente a esta materia.

El ingeniero joven que quiere alcanzar un alto nivel de realización en su profesión, debe aprender a comprender que su educación formal, aún a nivel de postgrado, no puede inculcarle juicio ingenieril. Este juicio es una combinación de años de experiencia y sentido común innato; sin embargo, el proceso puede acelerarse si se busca la oportunidad de desarrollar experiencia, particularmente trabajando en una variedad de problemas difíciles en mecánica de suelos aplicada, bajo la guía de ingenieros de suelos que hayan adquirido una madurez de juicio. En este sentido el desarrollo de un ingeniero de suelos tiene un gran parecido con el desarrollo profesional de un cirujano. Por supuesto que en cada profesión existen personas que han alcanzado la cima solas por su propio esfuerzo, pero éste es un camino más lento y menos seguro.

La siguiente lista presenta los requisitos que un ingeniero de suelos debe cumplir para asegurar una aplicación confiable de la mecánica de suelos a los problemas difíciles de obras de tierra y cimentaciones.

- |            |  |
|------------|--|
| Debe tener | <ol style="list-style-type: none"><li>1. Buen conocimiento de la teoría (mecánica de suelos + geología aplicada a la ingeniería)</li><li>2. Buen juicio (sentido común + experiencia).</li><li>3. Conocimiento profundo de propiedades y métodos de exploración, muestreo y ensayos de suelos.</li></ol> |
| Debe hacer | <ol style="list-style-type: none"><li>4. Insistir en exploración, muestreo y ensayos confiables. Si el proyecto se localiza en áreas no conocidas para él, debe revisar la información sobre geología local existente.</li></ol>   |

5. Introducir todas las cantidades en el análisis en términos de rangos posibles y obtener los resultados en los mismos términos.
6. Insistir en una evaluación continua de toda la información que esté disponible durante la construcción.

Los tres primeros requisitos se aplican a todas las ramas de la ingeniería. Sin embargo, la relativa importancia de los mismos entre sí es distinta entre las especialidades. Un ingeniero de suelos con un excelente comando de la teoría, pero sin experiencia e inadecuado conocimiento de los suelos en estudio, puede entrar fácilmente en dificultades.

Se presenta a continuación lo que el ingeniero de suelos debe hacer :

Debe insistir en la ejecución de programas de exploración y ensayos confiables. Es difícil verificar personalmente que todo se haya realizado conforme a lo especificado; sin embargo el ingeniero de suelos no debe olvidar las serias consecuencias que se producirán si los programas no han sido satisfactorios.

En contraste con otras ramas de la ingeniería, como la de estructuras, el ingeniero de suelos debe tratar de evaluar cada cantidad en términos de rango posible, analizar el caso utilizando esos rangos para producir resultados en los mismos términos y no en números únicos. El futuro ingeniero de suelos, desde su formación, debe ser consciente de esta importante diferencia entre la ingeniería estructural y la ingeniería de suelos, debiendo ser entrenado desde el principio en el hábito de apreciar realísticamente los posibles rangos de todas las cantidades que entran en la solución de un problema particular.

El último requisito enfatiza en la necesidad de mantener una vigilancia constante durante la construcción para obtener nueva información de las condiciones del subsuelo, que permitan una eventual revalidación y modificación del diseño. El grado de énfasis en este requisito depende principalmente de la geología local. Como fuera indicado por Terzaghi, el ingeniero de suelos tiene grandes obstáculos en sus esfuerzos para estar en contacto con la fase de construcción, debido al divorcio que existe entre el diseño y la construcción de las obras.

En relación a la necesidad de ejecutar análisis matemáticos exactos en la mecánica de suelos, Terzaghi indicó en el prefacio de uno de sus libros "si una predicción no puede hacerse por métodos simples, ésta definitivamente no puede hacerse". Una manera muy reveladora acerca del juicio ingenieril de un ingeniero de suelos es la manera como usa las matemáticas en la mecánica de suelos aplicada. Si utiliza cálculos refinados que van mas allá de lo garantizado cuando se considera las variaciones en las condiciones de los suelos del proyecto y si utiliza constantes únicas con tres decimales en vez de rangos realistas, el ingeniero de suelos demuestra que todavía no ha desarrollado el juicio ingenieril que es prerequisite para un manejo satisfactorio de problemas difíciles en obras de tierra y cimentaciones.

## REFERENCIAS

- Bjerrum L. (1960), "Some Notes on Terzaghi's Method of Working", From Theory to Practice in Soil Mechanics. Selections from the Writings of Karl Terzaghi, pp 22-25, John Wiley, New York.
- Casagrande A. (1959), "Discussion of Requirements for the Practice of Applied Soil Mechanics", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Mexico, Vol III, pp 1029-1037.
- Casagrande A. (1960), "Karl Terzaghi-His Life and Achievements", From Theory to Practice in Soil Mechanics. Selections from the Writings of Karl Terzaghi, pp. 3-21, John Wiley, New York.
- Casagrande A. (1964), "Karl Terzaghi 1883-1963", Traducción hecha al artículo del Prof. Casagrande aparecido en Geotechnique XIV, N° 1 por el Ing. Gustavo Pérez Guerra, Boletín de la Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, N° 16, Julio-Agosto-Setiembre, pp. 3-11.
- Casagrande A. (1964), "Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering", Terzaghi Lectures, 1963-1972, ASCE, New York, 1974, pp 72-138.
- Dunnicliff J. y Deere D.U. (1984), "Judgment in Geotechnical Engineering. The Professional Legacy of Ralph B. Peck", John Wiley, New York.
- Lambe T.W. (1972), "The Integrated Civil Engineering Project", Terzaghi Lectures, 1963-1972, ASCE, New York, 1974, pp 314-335.
- Peck R.B. (1965), "Reflections on Dr. Karl Terzaghi", Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, pp 77-78.
- Peck R.B. (1969), "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics", Geotechnique, Vol 19, N° 2, London.
- Peck R.B. (1973), "Soil Mechanics in Engineering Practice. The Story of a Manuscript, 1942-1948", Terzaghi Memorial Lectures, S.S. Tezcan y A.S. Yalcin Editores, Bogazici University, Istanbul, pp 50-77.
- Peck R.B. (1975), "Karl Terzaghi and the Chicago Subway", American Society of Civil Engineers, EI4, Vol 101, pp 477-484.
- Romero I. (1975), "Seminario en Honor del Profesor Karl Terzaghi", Boletín de la Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, N° 40, Marzo, pp. 37-44.
- Skempton A.W. (1960), "Significance of Terzaghi's Concept of Effective Stress", From Theory to Practice in Soil Mechanics. Selections from the Writings of Karl Terzaghi, pp 42-53, John Wiley, New York.
- Terzaghi K. (1925), "Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage", Vienna, Deuticke, 399 pp.

- Terzaghi K. (1936), "A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol 23, pp 71-88.
- Terzaghi K. (1936), "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle Between Planes of Shear", Proc. First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, Vol 1, pp 54-56.
- Terzaghi K. (1936), "Presidential Address given at the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering at Harvard University, Cambridge.
- Terzaghi K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- Terzaghi K. (1946), "Rock Defects and Loads on Tunnel Supports", R.V. Proctor y T.L. White, Rock Tunneling with Steel Supports, Youngtown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping Co.
- Terzaghi K. (1950), "Mechanics of Landslides", Geological Society of America, Engineering Geology, Berkeley Volume, November.
- Terzaghi K. (1952), "Permafrost", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol 79, Separate 262, 32 pp.
- Terzaghi K. (1953), "Anchored Bulkheads", American Society of Civil Engineers, Vol 79, Separate 262, 32 pp.
- Terzaghi K. (1955), "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vol 5, N°4, pp 297-326.
- Terzaghi K. (1957), "Varieties of Submarine Slope Failures", Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Houston.
- Terzaghi K. (1958), "Consultants, Clients and Contractors", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 45, N° 1 pp. 1-15, January.
- Terzaghi K. (1959), "Soil Mechanics in Action", Civil Engineering, ASCE, vol 29, N° 2, pp 69-70.
- Terzaghi K. y Peck R.B. (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- Terzaghi K. y Leps T.M. (1960), "Design and Performance of Vermilion Dam, California", American Society of Civil Engineers, Vol 84, SM 3.
- Terzaghi K. y Lacroix Y. (1964), "Mission Dam. An Earth and Rock Fill Dam on a Highly Compressible Foundation", Geotechnique, Vol 14, N° 1, Marzo.



# CIMENTACIONES SUPERFICIALES

## 1. CRITERIOS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

### TIPOS DE CRITERIOS

#### Esfuerzo Permisible Transmitido

Se obtiene empíricamente al observar que la presión máxima no causa daño estructural en diferentes condiciones de suelos. Lo anterior no significa que no ocurrirán asentamientos. Esta presión admisible es válida para tamaños de cimentación y tipos de estructuras para las cuales las reglas prácticas se han establecido. Los valores son conservadores y es difícil averiguar en qué datos han sido basados. Las fallas registradas se atribuyen a mala clasificación de suelos, en vez de mala regla empírica. En muchos casos se verifica con ensayos de carga, que pueden no ser significativos.

#### Factor de Seguridad contra Falla por Capacidad Portante

Es un método más racional que el anterior. Debe evitarse este tipo de falla. El factor de seguridad (2 a 4) debe reflejar no sólo la incertidumbre en el análisis de capacidad portante, sino la observación teórica y práctica que el asentamiento no es excesivo. No debe usarse sin estimar el asentamiento. Se presenta la forma de determinar  $q$ .

#### Movimientos Permisibles

Es el verdadero criterio de diseño para la mayoría de estructuras. Existen dos problemas al aplicar el criterio: (a). Qué movimiento puede ser tolerado por la estructura y (b). Cómo se pueden predecir tales movimientos.

### MOVIMIENTOS PERMISIBLES

Existe una gran cantidad de información disponible sobre métodos de predicción de asentamientos en edificaciones, más poca información sobre la cantidad y tipo de movimiento que la edificación puede tolerar sin causar daño. Es necesario determinar el asentamiento permisible.

#### Criterios de Diseño

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura. Los tipos de asentamiento son:

- a. Asentamiento Uniforme
- b. Inclinación
- c. Asentamiento No-Uniforme

Existen asentamientos máximos y asentamientos diferenciales. El asentamiento diferencial se caracteriza por la distorsión angular. El asentamiento admisible depende de muchos factores, tal como se ilustra en la Tabla 14.1 y la Fig.14.8 de Lambe y Whitman.

### Relación entre Asentamiento y Daño

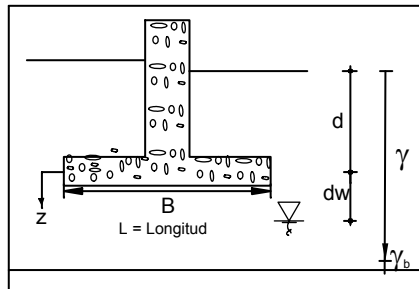
Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aún cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica para zapatas de edificios comerciales un asentamiento total admisible de 1 pulgada

## 2. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA ZAPATAS EN ARENA EN BASE A ENSAYOS SPT

### 2.1 DEFINICIONES

#### 2.1.1 Dimensiones



#### 2.1.2 Cargas

$Q_{DL}$  = Peso columna + zapata + suelo encima zapata- $U_{base}$  (B.L) carga permanente.

$Q_{LL}$  = Carga viva "normal" (actúa más de una vez al año), incluye cargas normales de viento y nieve.

$\max Q_{LL}$  = Carga viva máxima posible.

$W_s$  = Peso total del suelo por encima de base de zapata (antes de la excavación excepto sótanos)- empuje hidrostático.

$W_s$  = (B.L)  $(d \cdot \gamma - U_{base})$

$Q_{net}$  = Carga neta normal =  $(Q_{DL} - W_s) + Q_{LL}$

$\max Q_{net}$  = Carga neta máxima =  $(Q_{DL} - W_s) + \max Q_{LL}$

### 2.1.3 Esfuerzos

$q$	=	Esfuerzo total en la base de la zapata
$\Delta q$	=	Esfuerzo neto en la base de la zapata = $q - d \cdot \gamma - u$
$\Delta q_a$	=	$q$ permisible (diseño)

### 2.1.4 Deformaciones

$\rho$	=	Asentamiento (pulg., cm).
$\rho_a$	=	Asentamiento permisible
$\delta / L$	=	Distorsión
$\delta$	=	Asentamiento diferencial

## 2.2 METODO DE TERZAGHI Y PECK (1967)

### 2.2.1 Suposiciones

- $\rho_a = 1$  pulgada, en base a  $\rho_{\max} = 1''$  entonces  $\delta_{\max} = 3/4''$
- $\Delta q_a$  para  $\rho_a = 1''$  en la Fig.54.4 (Terzaghi y Peck) y Fig.14.28 (Lambe y Whitman) para  $dw \geq 2B$

Las curvas se aproximan por:

$$\rho_{(\text{pulg})} = \frac{3\Delta q_a (\text{tsf})}{N} \left( \frac{2B}{1+B} \right)^2$$

- Efecto de nivel freático alto ( $dw/B=0$ )

$\rho$  se incrementa por 2.0 si  $d/B=0.0$  (reduzca  $\Delta q_a$  por 50%)

$\rho$  se incrementa por 1.5 si  $d/B=1.0$  (reduzca  $\Delta q_a$  por 33%)

### 2.2.2 Pasos en el Diseño

- Determine el valor de  $N$  promedio (se recomienda SPT cada 0.75m) a lo largo de  $z=B$  para todos los sondajes.
- Utilice para el diseño el valor promedio más bajo de  $N$  de un solo sondaje.  
Nota: Si  $N < 5$  en arena saturada, densifique o emplee pilotes.
- Determine de la Fig.54.4 el valor de  $\Delta q_a$  para el valor mayor de  $B$ . Ajuste dicho valor por el nivel freático si  $dw < B$ .
- Emplee el valor de  $\Delta q_a$  determinado en c para dimensionar las otras zapatas.
- Verifique que  $q_{\text{ult}} > 2-3 q$  en base a  $Q_{\text{DL}} + \max Q_{\text{LL}}$
- Vea el libro de Terzaghi y Peck, pp 508-510 para:
  - Verificar el efecto de  $\max Q_{\text{net}}$  en  $\rho$
  - Ajustar  $\Delta q_a$  por el tamaño de la zapata

## 2.3 METODO DE PECK Y BAZARAA (1969)

### 2.3.1 Modificaciones al Método de Terzaghi y Peck (1967)

- a. Emplee el valor corregido de  $N=N_B$  (promedio más bajo), donde:

$$N_B = 4N/(1.00+2.0 \bar{\sigma}_{vo} \text{ ksf}) \text{ para } \bar{\sigma}_{vo} \leq 1.5 \text{ ksf} \quad (\text{ksf} = \text{kip por pie}^2)$$

$$N_B = 4N/(3.25+0.5 \bar{\sigma}_{vo} \text{ ksf}) \text{ para } \bar{\sigma}_{vo} > 1.5 \text{ ksf}$$

- b. Aumente en 50% el valor de  $\Delta q_a$  de la Fig.54.4  
c. Corrija por nivel freático ( $dw < B/2$ ) según la ecuación:

$$\Delta q'_a = \Delta q_{a(\text{seco})} \frac{(\bar{\sigma}_{vo} \text{ a } z = B/2) \text{ verdadero}}{(\bar{\sigma}_{vo} \text{ a } z = B/2) \text{ seco}}$$

verdadero = real

Es decir, el método asume que:

$$\frac{\rho (\text{verdadero})}{\rho (\text{seco})} = \frac{\bar{\sigma}_{vo} (\text{seco})}{\bar{\sigma}_{vo} (\text{verdadero})}$$

## 2.4 PROCEDIMIENTO RECOMENDADO

### 2.4.1 Asentamiento Permisible $\rho_a$

- a. Si se especifica  $(\delta/L)_{\max}$ , use  $\rho_a = 450 (\delta/L)_{\max}$   
b. Para edificaciones aporricadas típicas, se requiere que:  
 $(\delta/L)_{\max} \leq 1/300$ , que corresponde a  $\rho_a = 1.5$  pulg.

### 2.4.2 Determinación de $N_B$ y $Dr$

- a. Estime el valor de la mayor dimensión de B.  
b. Para cada sondaje grafique N y  $\bar{\sigma}_{vo}$  con la profundidad de  $z = 0$  a  $z = 2B$  y determine los valores de  $N_B$ .  
c. Para cada área representativa, obtenga el promedio más bajo de  $N_B$  (de un solo sondaje, no los valores más bajos de todos los sondajes) y el valor correspondiente de  $Dr = \sqrt{N_B / 80}$

\*  $B/L = 1$  valor promedio más bajo de  $N_B$  de  $Z = 1.0-1.5B$

\*  $B/L > 5$  valor promedio más bajo de  $N_B$  de  $Z = 1.5-2.0B$

### 2.4.3 Determinación de $\Delta q_a$ para el B mayor

- a. Ecuación para  $\Delta q_a$  (tsf) : (tsf = toneladas por pie cuadrado)

$$\Delta q_a = \frac{0.5 N_B \rho_a \text{ (pulg.)}}{(1 - 0.25 d / B) \cdot f(B)}$$

Para  $N_B \geq 50$  ( $D_r \geq 80\%$ )  $f(B) = (2B/1+B)^2$

Para  $10 < N_B < 50$   $f(B) = (2.5B/1.5+B)^2$

Para  $N_B < 10$  ( $D_r < 35\%$ )  $f(B) = B$   
(o si la arena contiene alguna materia orgánica) (si la profundidad de la arena  $\geq 1.5 B$ )

- b. Verifique  $\Delta q_a$  con la Tabla 11-1 del DM-7 y/o el Reglamento Nacional de Construcciones.
- c. Determine las dimensiones requeridas de la zapata mayor

$$B \times L = Q_{\text{neto}} / \Delta q_a$$

- d. Si B es significativamente diferente del valor estimado, repita el proceso.

### 2.4.4 Pasos Finales

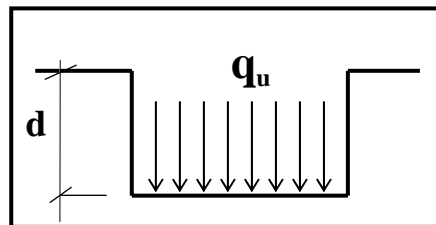
- b. Emplee el valor de  $\Delta q_a$  para dimensionar otras zapatas.
- c. Verifique el valor del Factor de Seguridad (FS) de la zapata de menor dimensión y zapatas pequeñas con relaciones d/B más bajas.
- i.  $FS > 3$  en base a  $Q_{DL} + Q_{LL}$
  - ii.  $FS > 2.0-2.5$  en base a  $Q_{DL} + \max Q_{LL}$
- d. Considere un ajuste en  $\Delta q_a$  si existen variaciones grandes en los anchos de las zapatas:
- i.  $N_B > 10$  y  $B_{\max}/B_{\min} > 2-3$
  - ii.  $N_B < 10$  y  $B_{\max}/B_{\min} > 1.5$
- e. Verifique el efecto en  $\rho$  de emplear  $\max Q_{LL}$
- f. CUIDADO: NO SE HA CONSIDERADO
- i. Efecto de carga repetida
  - ii. Licuación
  - iii. Subida posterior del nivel freático. Si esto ocurriese, emplee la corrección de Peck y Bazaraa(1969).

### 3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ARCILLA

#### CRITERIOS DE CAPACIDAD PORTANTE

Los factores de capacidad portante para zapatas en material homogéneo fueron presentados por Skempton (1951).

$$q_u = S_u \cdot N_c + \gamma_t \cdot d$$



$S_u$  = resistencia no-drenada

$\gamma_t$  = peso específico

$B \times L$  = dimensiones de zapata

Donde para  $d/B = 0$ :

$N_c = 5.14$  para cimentación corrida

$N_c = 6.20$  para cimentación circular o cuadrada

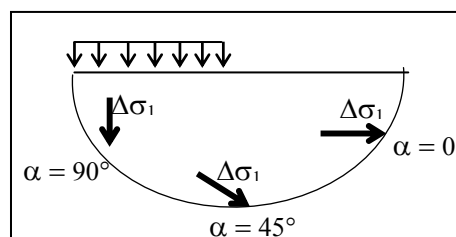
$N_c = 5 (1 + 0.2 B/L)$  para cimentación rectangular  $B \times L$

En el gráfico se presentan los valores de  $N_c$  para diferentes  $d/B$ .

Los factores de seguridad contra una falla drenada (considerando  $\bar{C}$  y  $\bar{\phi}$ ) también deben verificarse. Generalmente, a mayor sobreconsolidación de la arcilla, existe una mayor tendencia para que la condición drenada controle la capacidad resistente.

#### 3.1.1 Efecto de la Anisotropía

$$(S_u)_\alpha = (K_s + [1-K_s] \text{sen}^2 \alpha) S_{uv}$$



$S_{uv}$  =  $S_u$  cuando  $\sigma_{1f}$  es vertical.

$\alpha$  = ángulo entre la horizontal y  $\sigma_{1f}$ . La resistencia a usarse en la ecuación de capacidad portante es el promedio de  $S_u (V)$  y  $S_u (H)$ .

#### 3.1.2 Efecto de la Heterogeneidad

Este efecto se ilustra para el caso de un suelo cohesivo bicapa (DM-7)

## CRITERIOS DE ASENTAMIENTO

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc). En condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas. Los cálculos refinados sólo se justifican si el sub-suelo contiene estratos de arcilla blanda.

Terzaghi y Peck recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante. La satisfacción de este requisito depende si la arcilla es normalmente consolidada (NC) o sobreconsolidada (OC). Si la arcilla es NC los asentamientos total y diferencial serán grandes. El asentamiento variará en función del ancho de zapata y la carga. Los procesos de reducir el asentamiento al reducir la carga son inefectivos y costosos (es mejor utilizar plateas). Si la arcilla es OC, el valor de  $q_a$  que corresponde a un  $FS=3$  será siempre menor que la presión de pre-consolidación. El valor de  $\Delta\rho$  en estas arcillas es aproximadamente igual a los valores de  $\Delta\rho$  de zapatas en arenas adecuadamente diseñadas.

El asentamiento en arcillas puede estimarse de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas. El asentamiento así calculado debe reducirse utilizando el factor de corrección de Skempton y Bjerrum (1957), (ver Figura).

Los datos de Bjerrum (1963) de máxima distorsión angular con máximo asentamiento diferencial no se aplican cuando la cimentación está en depósito profundo de arcilla compresible.

El asentamiento diferencial en arenas tiende a ser más irregular que en arcillas en proporción, pero no en magnitud.

## MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Todos los métodos disponibles se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de elasticidad. Se realizan dos simplificaciones generales.

- a. Las deformaciones son pequeñas e independientes del tiempo (a masa constante).
- b. Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan linealmente.

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

De la teoría elástica,  $\rho = f$  (carga, geometría y constantes elásticas). Así,  $\rho$  puede ser evaluado si las constantes elásticas se miden. Pero las propiedades esfuerzo-deformación de suelos dependen de varios factores (condición de esfuerzo inicial, historia de esfuerzos, sistema de esfuerzos aplicados, nivel de esfuerzos, velocidad de aplicación), y por consiguiente las propiedades elásticas no pueden ser determinadas en un ensayo arbitrario. En otras palabras, el comportamiento esfuerzo-deformación de

los suelos es bastante diferente de lo que se asume para obtener las soluciones de la teoría elástica.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas, y que las "constantes elásticas" pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados. Tradicionalmente, el asentamiento de arcillas saturadas se considera en tres fases:

$\rho_i$  = asentamiento inicial, debido a la deformación a volumen constante.

$\rho_c$  = asentamiento por consolidación, ocurre al escapar la presión de poros del suelo y transferir la carga al esqueleto del suelo.

$\rho_s$  = consolidación secundaria, la compresión que ocurre a esfuerzo efectivo constante, después que se disipa la presión de poros.

### 3.3.1 Asentamiento Inicial

Los métodos más comunes emplean varias integraciones de la solución de Boussinesq para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico.

$$\rho_i = p B \frac{(1-\mu^2)}{E} I$$

Donde:

$\rho_i$  = asentamiento inicial

$p$  = esfuerzo promedio transmitido

$B$  = dimensión característica del área cargada

$E$  = módulo de Young

$I$  = factor de influencia

$\mu$  = 0.5, relación de Poisson

### 3.3.2 Asentamiento por Consolidación

#### a. Unidimensional :

Se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

$$\rho_c = \bar{U}_v \rho_{cf}$$

$\rho_{cf}$  = asentamiento de consolidación final

$\bar{U}_v$  = grado de consolidación promedio para drenaje vertical.

La teoría de consolidación relaciona  $\bar{U}_v$  a  $T_v$

$$T_v = \frac{C_v t}{(Hd)^2}$$



$T_v$  = factor tiempo adimensional  
 $C_v$  = coeficiente de consolidación  
 $t$  = tiempo  
 $H_d$  = altura de trayectoria de drenaje

Los ensayos de consolidación unidimensional producen los parámetros:

$C_c$  = índice de compresión virgen  
 $C_r$  = índice de recompresión  
 $C_s$  = índice de expansión

$$CR = C_c / (1+e_0)$$

$$RR = C_r / (1+e_0)$$

$$SR = C_s / (1+e_0)$$

El asentamiento por consolidación final de un estrato de arcilla compuesto de  $n$  capas es:

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^n H_i \xi_{vi}$$

Donde:

$H_i$  = altura inicial de cada capa

$\xi_{vi}$  = deformación de consolidación final de cada capa

Para el caso general, donde existe recompresión y compresión virgen:

$$\rho_{cf} = \sum H (RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}})$$

Donde:

$\bar{\sigma}_{vo}$  = esfuerzo vertical inicial

$\bar{\sigma}_{vf}$  = esfuerzo vertical final =  $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v$

$\bar{\sigma}_{vm}$  = esfuerzo máximo del pasado

Si el asentamiento consiste solo de recompresión o compresión virgen, se reemplazarán los valores respectivos.

En el caso de descarga, la expansión será:

$$\rho_{cf} = \sum H (SR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo}}{\bar{\sigma}_{vf}})$$

La determinación de  $\bar{\sigma}_{vm}$  se realiza por el método de Casagrande o el de Schmertmann.

Existen relaciones empíricas como la presentada por Terzaghi y Peck (1967) que emplean propiedades índice para determinar el valor de  $C_c$ .

$$C_c = 0.009 (LL - 10\%)$$

**Comentarios:** La mayor incertidumbre en la evaluación del asentamiento final de consolidación proviene de la evaluación apropiada de la historia de esfuerzos del depósito de suelo. Esto es particularmente cierto para arcillas blandas. La estimación del asentamiento es función de  $\bar{\sigma}_{vm}$ . Debe utilizarse el criterio geológico para determinar  $\bar{\sigma}_{vm}$ . Se ilustra en la Figura la determinación del asentamiento por consolidación.

**Coefficiente de Consolidación:** La velocidad de consolidación basada en la teoría de Terzaghi requiere el valor del coeficiente  $C_v$  que es:

$$C_v = \frac{K(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad

$a_v$  = coeficiente de compresibilidad =  $-\Delta e / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$

$m_v$  = coeficiente de cambio volumétrico =  $\xi_v / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$

**La teoría de Terzaghi asume que:**

- i El suelo es saturado y homogéneo.
- ii El agua y las partículas de suelo son incompresibles.
- iii El flujo y la compresión son unidimensionales, con esfuerzos uniformes con la profundidad.
- iv El suelo obedece la ley de Darcy y tiene  $K$  constante.
- v La relación de vacíos es función única del esfuerzo de consolidación  $\bar{\sigma}_{vc}$  con valor de  $a_v$  constante.
- vi Las deformaciones verticales son pequeñas en comparación al espesor del suelo.

La ecuación resultante es:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Donde:

$u$  = exceso de presión de poros

$z$  = altura vertical a frontera permeable

$t$  = tiempo

La solución de la ecuación requiere formas características de  $\bar{U}_v$  vs  $T_v$ . Se utilizan los métodos de Casagrande y Taylor para determinar  $C_v$ .

$$C_v (\sqrt{t}) = (2 \pm 0.5) C_v (\log t)$$

Existen correlaciones empíricas de  $C_v$ , tal como la que se ilustra en la Figura.

### b. Tridimensional (Skempton - Bjerrum):

$$\rho_{cf} = \mu \rho_{oed}$$

$\rho_{oed}$  = cálculo basado en ensayos unidimensionales, asumiendo que  $\Delta\sigma_v$  en el ensayo es igual al  $\Delta\sigma_v$  aplicado.

$u$  = factor de corrección

### 3.3.3 Consolidación Secundaria

Se asume que no comienza sino hasta después que termina la consolidación primaria. Se asume que existe una relación lineal entre el asentamiento y el logaritmo del tiempo.

$RS = \Delta e / \Delta \log t$  = cambio en relación de vacíos por logaritmo del ciclo de tiempo.

$C_\alpha = \Delta \xi_v / \Delta \log t$  = cambio en deformación vertical por logaritmo del ciclo de tiempo.

$$C_\alpha = RS / (1 + e_0)$$

$$\rho_s = \sum H C_\alpha \log \frac{t_c}{t_p}$$

Donde:

$t_c$  = tiempo desde la mitad del período de carga

$t_p$  = tiempo requerido para consolidación primaria.

## 4. PLATEAS DE CIMENTACION

Es una cimentación grande que recibe muchas columnas.

Las plateas de cimentación son ventajosas cuando el área de zapatas necesaria es mayor que la mitad del área de cimentación. Las plateas se utilizan cuando la capacidad portante del terreno es pequeña o el suelo es compresible, debido a que el esfuerzo unitario en la platea es menor que en las zapatas individuales.

Si el perfil del suelo es errático, la ventaja de la platea de cimentación estriba en la reducción del asentamiento diferencial debido a que el esfuerzo es reducido y la platea es capaz de distribuir la carga sobre pequeños puntos débiles. La platea reducirá significativamente los asentamientos si el material blando se encuentra a una profundidad relativamente superficial, pero no reducirá apreciablemente el asentamiento si el material blando está a profundidad.

El diseño estructural de la platea se realiza asumiendo una distribución uniforme de presión en la base de la platea. Esto proporcionará una estimación conservadora de los momentos de flexión.

#### 4.1 ASENTAMIENTO DE PLATEAS DE CIMENTACION

Terzaghi y Peck dicen que  $\Delta\rho$  para plateas es la mitad del  $\Delta\rho$  que se esperaría si la misma estructura estuviese en zapatas.

##### Valores Propuestos de Capacidad Admisible de Plateas en Arena (Terzaghi y Peck, 1967)

Densidad Relativa	Suelta	Media	Densa	Muy Densa
N	<10	10-30	30-50	> 50
qa (tsf)	requiere compactación	0.7-2.5	2.5-4.5	> 4.5

Valores basados en máximo asentamiento de 2 pulg.

La profundidad del estrato de arena es mayor que el ancho B de la platea y el nivel freático está cercano o por encima de la base.

Si la profundidad de la roca es mucho menor que B/2, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que B/2, los valores de capacidad admisible pueden incrementarse.

Se presume que las curvas están distribuidas uniformemente en la base del edificio. Si existen diferentes partes con diferentes cargas admisibles, se deben construir juntas de construcción.

Terzaghi y Peck indican el omitir el efecto del ancho de la platea al escoger el esfuerzo admisible. También sugieren realizar por lo menos seis sondajes y tomar el sondaje con el menor promedio de N para ser utilizado en el diseño. Terzaghi y Peck proponen un asentamiento máximo tolerable de 2 pulgadas, porque este asentamiento producirá un asentamiento diferencial máximo  $\Delta\rho$  de 3/4 pulg.

#### 4.2 ASENTAMIENTO DE PLATEAS EN ARCILLA

Terzaghi y Peck recomiendan FS=3 para carga de diseño y un mínimo FS =2 para carga viva máxima.

Siempre verifique la regla de diseño anterior realizando un cálculo de asentamiento. La platea actuará básicamente como una cimentación flexible y por lo tanto la forma del asentamiento tenderá a ser en forma de plato si las cargas de columnas son uniformemente distribuidas. Sin embargo, el esfuerzo unitario debido a columnas exteriores es usualmente más alto que las columnas interiores debido a los muros, tendiendo a un patrón de asentamiento más uniforme. El patrón de asentamiento en arcilla siempre tiende a ser más uniforme que en arena y por lo tanto se puede permitir un mayor asentamiento total en arcilla.

Si las cargas de columnas no están distribuidas uniformemente en la platea, pueden requerirse juntas de construcción para separar las partes de la platea que se asentarán de diferente modo.

## **5. CIMENTACIONES COMPENSADAS PARA CONTROLAR ASENTAMIENTOS**

### **5.1 APLICACIÓN PRINCIPAL**

Depósito profundo de suelo compresible que requiere pilotes largos, gran área, estructuras de bajo peso.

¿Qué se logra? La magnitud del asentamiento se reduce al reducir o eliminar el incremento neto de esfuerzo en el material compresible. Es decir, el objetivo de la cimentación flotante es asegurar que el asentamiento de la estructura ocurre en recarga en vez de carga virgen de la curva carga-asentamiento.

### **5.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

#### **5.2.1 Asentamiento de la Platea**

- Cálculo de la carga neta (carga muerta, carga viva, peso unitario del suelo, nivel freático).
- Importancia del asentamiento “durante la construcción” en el diseño estructural.
- Estimación del asentamiento (relación entre expansión y asentamiento, asentamiento causado por disturbancia, descarga y recarga, incremento neto de esfuerzo permisible en el suelo).

#### **5.2.2 Comportamiento de la Interacción Platea y Suelo Estructural**

#### **5.2.3 Consideraciones Constructivas**

- Influencia de la excavación en edificios aledaños.
- Consideraciones de depresión del nivel freático
- Control del empuje de la platea durante la construcción.

#### **5.2.4 Comparación con Pilotes**

- Estructuras adyacentes
- Comportamiento de cimentación (comparación)
- Valor de sótanos
- Diferencia de costos

### **5.3 CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO**

**5.3.1** Descargar el suelo lo suficiente para que cuando se impongan las cargas de la estructura se esté en recarga.

**5.3.2** El ciclo de descarga y recarga debe mantenerse en el rango elástico, de modo que las deformaciones del suelo sean aproximadamente lineales y recuperables y que la perturbación durante descarga no conduce a no linealidades del suelo, resultando asentamientos después de la construcción.

**5.3.3** Aún cuando el incremento neto es cero, los asentamientos ocurren durante la construcción, pudiendo ser importantes.

## **6. ANEXOS Y TABLAS**

### **MÁXIMOS VALORES ASUMIDOS DE PRESION ADMISIBLE PARA SUELOS Y ROCAS SEGÚN DIFERENTES CODIGOS Y AUTORES (\*) Ing. Germán Vivar Romero**

La inclusión en códigos, manuales y textos de tablas que relacionan la Presión Admisible con los diferentes tipos de suelos que predominantemente se presentan en la naturaleza, dice mucho de la demanda que tiene este tipo de información principalmente entre profesionales no especialistas en Geotecnia, pese a las limitaciones señaladas por los autores.

Con el objeto de llamar la atención en el peligro que representa el uso indiscriminado de dichas tablas, se muestra a continuación un cuadro comparativo que abarca información tan antigua como la de los códigos de Atlanta y Mineápolis de 1911, hasta las famosas correlaciones de Terzaghi & Peck a las que se hacen frecuentes referencias, incluso en publicaciones recientes. En ellas es posible apreciar coincidencias y dispersiones que reclaman una opinión especializada previa a la selección de un valor de la Presión Admisible.

Se estima por conveniente dejar constancia que, tan mal criterio como el uso de valores promedio, puede resultar el empleo de los valores mínimos y/o máximos de Tablas, sin haber verificado por lo menos la uniformidad del terreno hasta la profundidad donde se alcanza la influencia de las cargas transmitidas por las cimentaciones.

Es importante también tomar en consideración los siguientes aspectos inherentes a la determinación de la Presión Admisible:

- En los suelos puramente granulares tiene especial incidencia el tipo, forma y profundidad de la cimentación, así como su densidad relativa.
- En los suelos puramente cohesivos el parámetro más importante es la cohesión, siendo también necesario el conocimiento del origen e historia de las deformaciones.
- La Presión Admisible puede estar gobernada por criterios de resistencia al corte o por criterios de deformación tolerable por las estructuras.

Complementariamente, se aclara que los valores consignados no toman en cuenta aspectos de la Geodinámica Externa, tales como derrumbes o deslizamientos, ni peligros potenciales por causas diferentes a la determinación de la Presión Admisible, tales como el ataque químico o riesgo de licuación, por lo que se recomienda contar en todos los casos con la opinión de los especialistas.

	Atlanta 1911 (b) 1970 (a)	Minneapolis 1911 (a)	New York 1922, 1970 (a)	Cleveland (a) 1927, 1969 (b)	Chicago 1966 (b)	Detroit, 1956 (b)	Uniform Building Code 1964, 1970	National Board 1967	British Standard C.P. 101	Din 1054 Din 4022 H-1 (c)	M. de V. Madrid 1960	UNAM 1977	HUTTE 1969	Hugh Quinn revisor cód. NY 1848/1970 (e)	Dunham 1962 (e)	Sowers & Sowers 1970 (f)	Costet & Sanglerat 1975 (g)	Terzaghi & Peck 1948
Fangosos Orgánicos Sin Consolidar									0.5	0~1	0		0~1	1	0.1~ 0.5			
Limos Blandos									0.5					1	0~0.5			
Limos Inorgánicos Compactos					1.25													
Arcilla muy Blanda	0-0.5			1	0.25		0.5		0~0.56	0	0.5	0.14	0				0.2	0.25
Arcilla Blanda	1	1	1	1.5	0.75	1	0.75 ~1	1.5	0~.55 ~1	0.4	1	0.14~ 0.3	0.4	1~2	1~1.5	0.75 ~1.25	2	0.25~ 2~4
Arcilla Mediana- mente Rígida	1.5				1.5 ~2.5	2	1~3			1~2	1.25~2		0.8 ~1.75					
Arcilla Rígida o Firme	2~3		2	4	2.25	3			2.2~4.3			0.3 ~0.6	1.5	1.5	2~3	1.25~ 2.5		4
Arcilla Dura y Seca	3~4	4	4	3	3	5	2-4			4	4	0.6 1.14	3	5		0.5~5		
Arena Fina Suelta							0.75	2	1.1~ 2.2		1	2.4		2	2~3	0.5~ 1.5		
Arena Gruesa y Media Suelta							1.25	3	2.2	1.5	1.6		1.5~2		3	1.5	0.5~ 2.5	
Arena Saturada				0.5												0~0.5		
Arena Arcillosa Compacta	2	2	2						1.1~ 2.2					6	2~3~5			
Arena Limpia Compacta	2~3	3	3		2.5			3	4.3~ 6.5									
Arena y Grava Compacta	3~4	4	4				*	4~6	6	2~8	2.5		4	6	4	3~6	2.5~5	
Grava Suelta	4						*		4.3~ 6.5	2~8	5			4~6	4~6			
Grava Arenosa muy Compacta	6		6	8										10		15~40		
Grava Cementada Harpán	10		8~12	10	6	10		10						12	5~8			
Roca Suelta y Blanda			8~10	10		12								8				
Roca de Dureza Media				10			*						15	40			5~30	
Roca Sedimentaria Estratificada	15		35~60	6	100	100	*	15			16		10	12	7~10	5~15		
Roca Dura Sana			40~60		100	100	*			30	50		30		20~40	40~100		220
Lecho Rocoso	100		60~100		100	100	*	100										

\* como máximo el 20% de la resistencia ultima a la rotura.

#### NOTAS ACLARATORIAS:

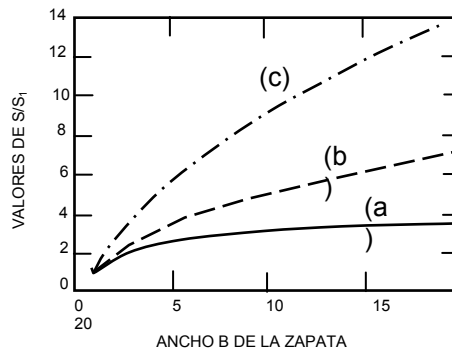
- i. Todos los valores expresados en  $\text{kg/cm}^2$
- ii. La mayor parte de los códigos y autores dejan expresa constancia del carácter referencial de los valores consignados, limitando su aplicación a los casos en que no pueda existir incertidumbre sobre el comportamiento del terreno.
- iii. Salvo contadas excepciones, ninguna referencia indica de manera expresa la profundidad a la que se colocarán las cimentaciones ni los contenidos de humedad o grados de saturación a los que se encuentran los suelos.

## REFERENCIAS

- (a) Terzaghi & Peck-1955
- (b) D'appolonia. E; D'appolonia Ellison, R-1970
- (c) Schulze & Simmer – 1970
- (d) Diseño y Construcción de Cimentación 405 UNAM –1977
- (e) Dunham – 1962
- (f) Sowers & Sowers – 1970
- (g) Costet & Sanglerat – 1975

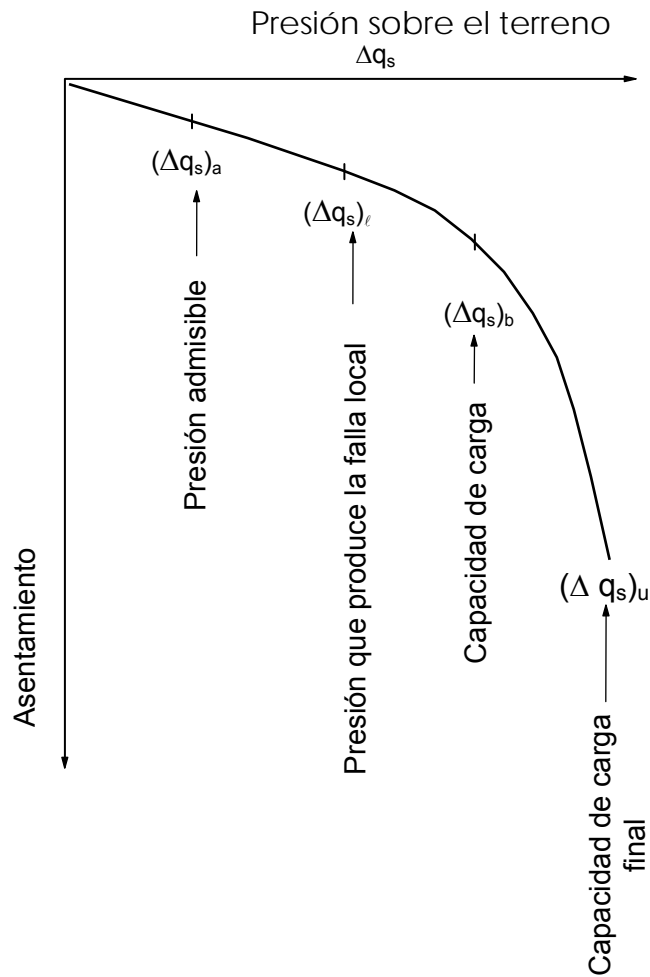
### Valores de Soporte Permisibles para arenas antes de los Codigos de 1930

SUELO	$q_a$ (Tn/pie <sup>2</sup> )
1. Arena movediza	0.5
2. Arena húmeda	2.0
3. Arena fina, compacta y seca	2.5 a 3.0
4. Arena movediza drenada	3.0
5. Arena gruesa bien compacta	3.0 a 6.0
6. Grava y arena gruesa en capa	5.0 a 8.0

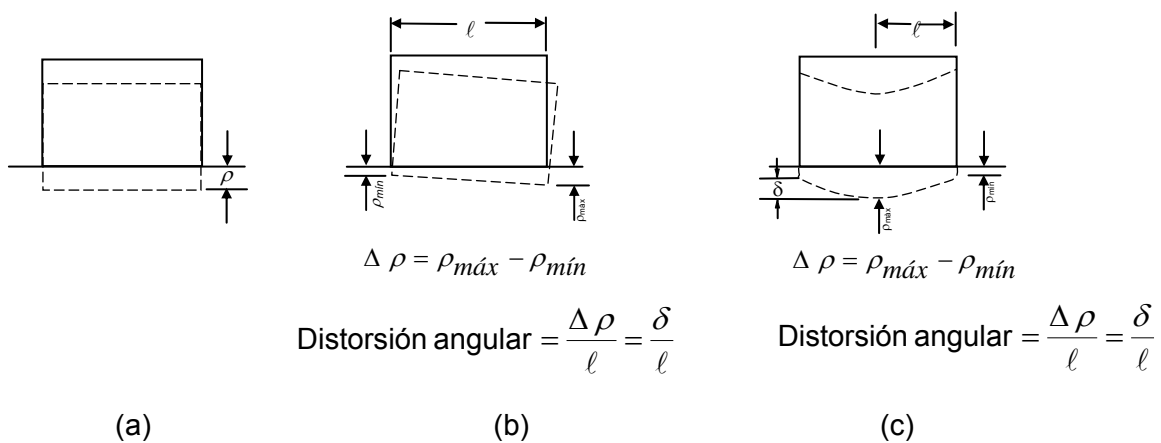


Relación aproximada entre el ancho B de cimentación sobre arena y la relación  $S/St$ , donde S representa el asentamiento de una cimentación con ancho B y  $St$  el asentamiento de una cimentación de un pie de ancho sujeta a la misma carga por unidad de área. La curva (a) se refiere a condiciones usuales. La curva (b) representa la posible relación con arenas sueltas. La curva (c) se refiere a arena con un pequeño contenido orgánico.





**Relación entre las Presiones sobre el Terreno y las Capacidades de Carga**



**Tipos de Asentamiento. a) Asentamiento Uniforme. b) Volteo. c) Asentamiento no Uniforme**

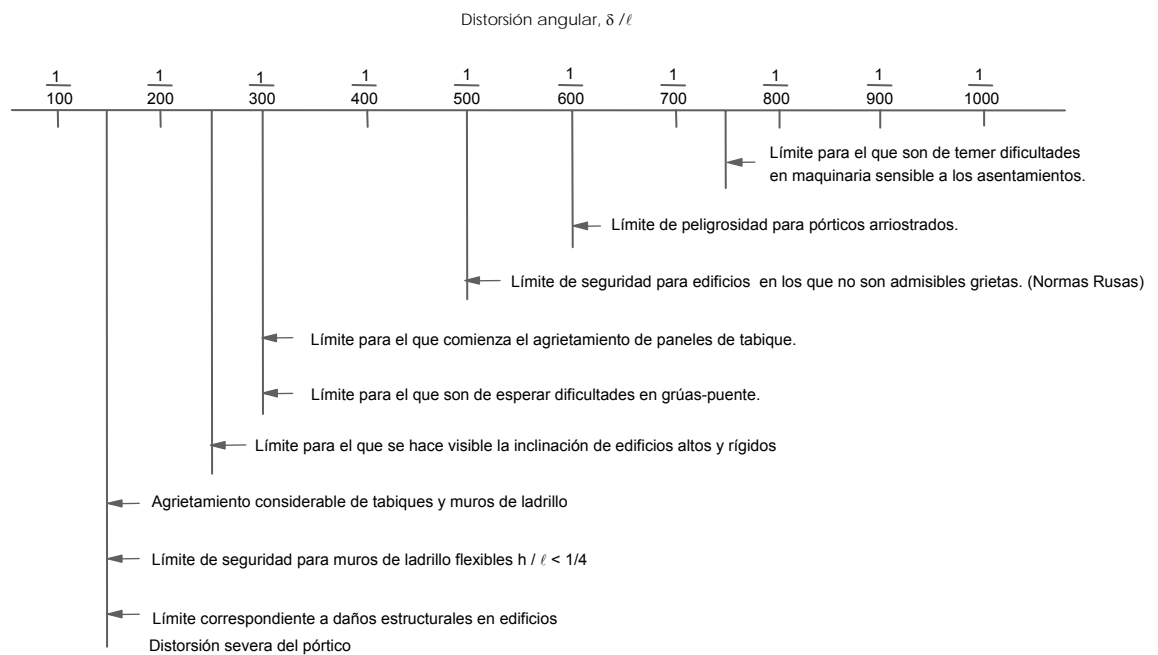
**Tabla 14.1 Asentamiento Admisible**

<b>Tipo de Movimiento máximo</b>	<b>Factor limitativo</b>	<b>Asentamiento</b>	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
Inclinación o giro el ancho	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 $\ell$	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 $\ell$	
	Almacenamiento de mercancías	0.01 $\ell$	
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 $\ell$	
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 $\ell$	
	Carriles de grúas	0.003 $\ell$	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 $\ell$	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 $\ell$
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 $\ell$
Fisuración de revocos (yeso)		0.001 $\ell$	
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004 $\ell$	
Pantallas de concreto armado		0.003 $\ell$	
Pórticos metálicos continuos		0.002 $\ell$	
Pórticos metálicos sencillos		0.005 $\ell$	

Según Sowers, 1962

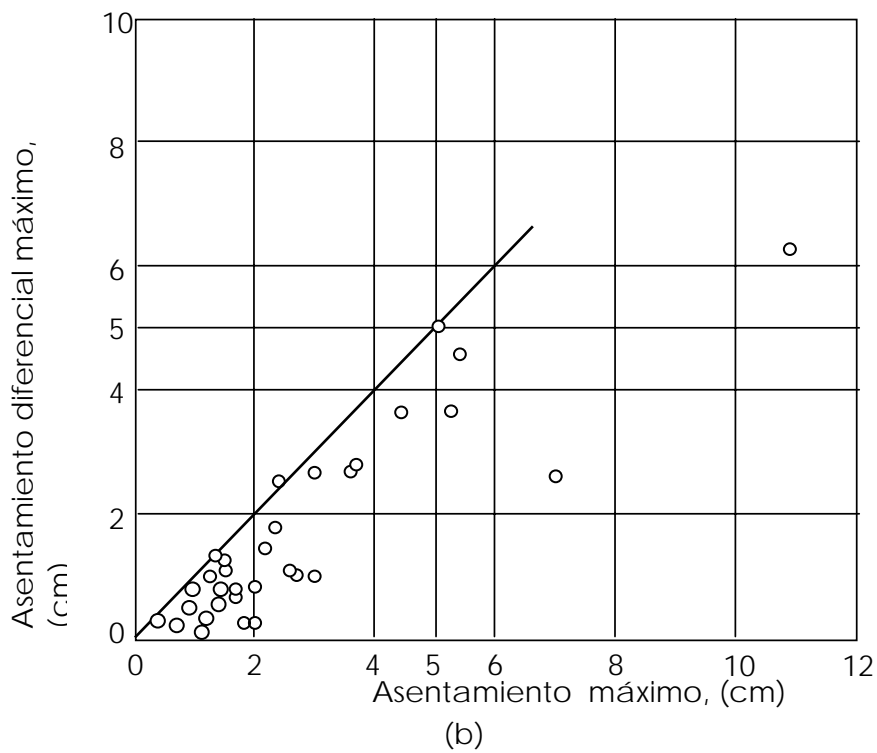
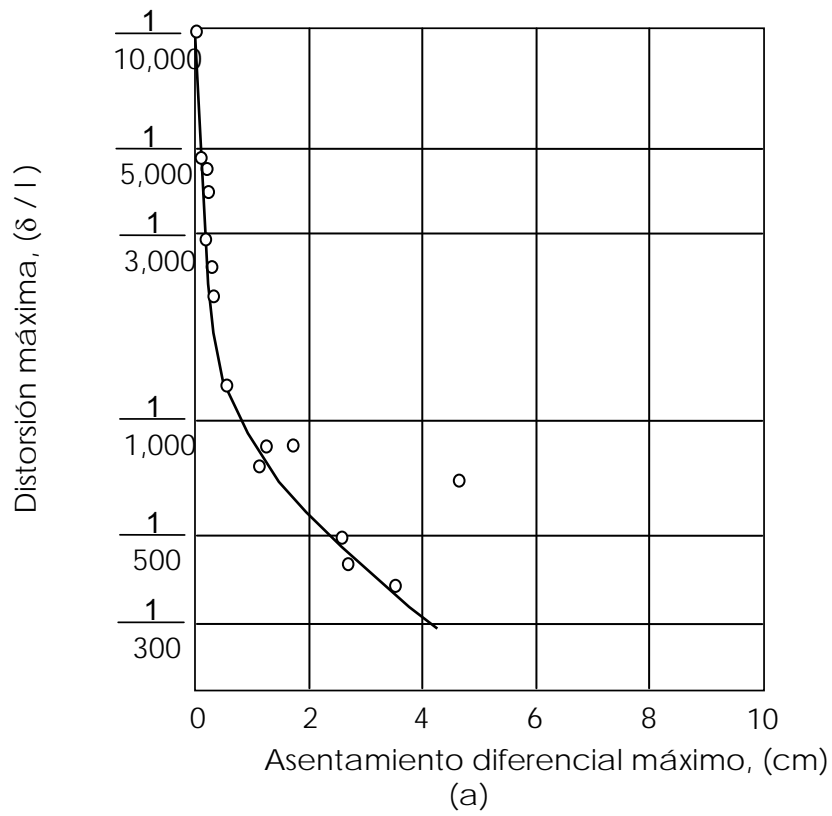
Nota.  $\ell$  = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas

## Criterio de Daños en Estructuras

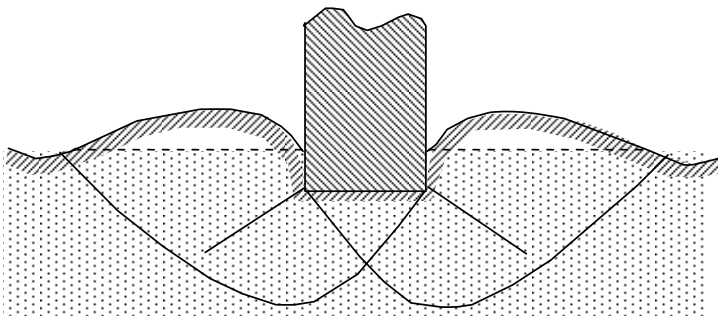


Distorsiones angulares límites. Gráficos de Bjerrum (1963) basado en datos presentados por Skempton y Mac Donald (1956)

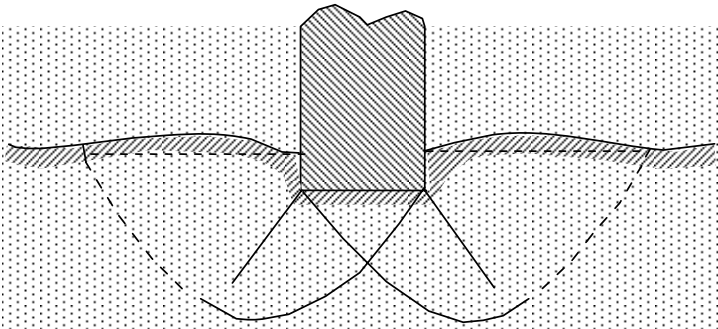
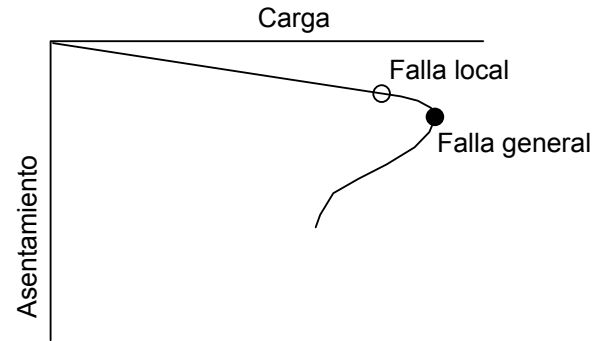
Los datos de Skempton y Mac Donald son para estructuras de muros portantes y edificios tradicionales de acero y concreto armado (vigas y columnas) con mampostería de ladrillo o bloques



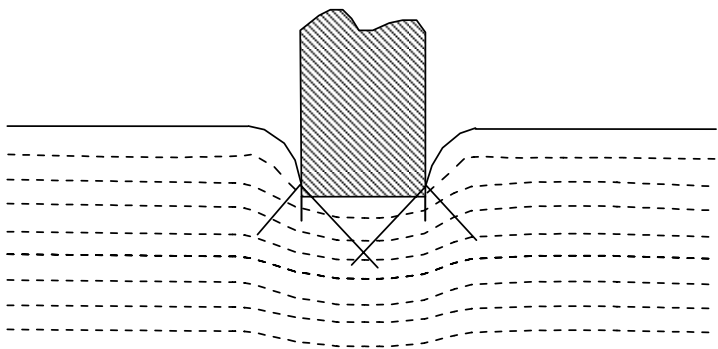
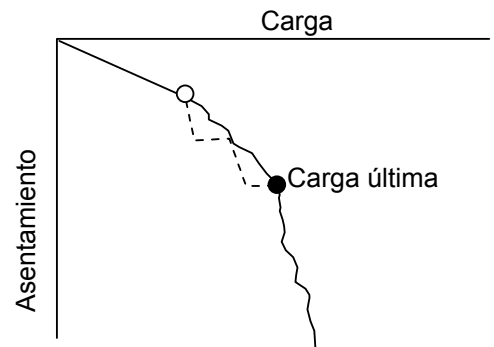
**Asentamiento de Estructuras Cimentadas Sobre Arena (Bjerrum, 1963)**



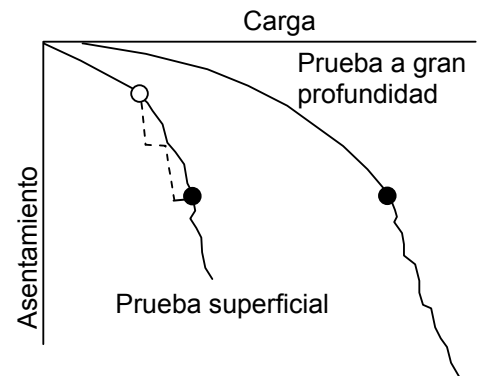
(a) Falla por corte general (arena densa)



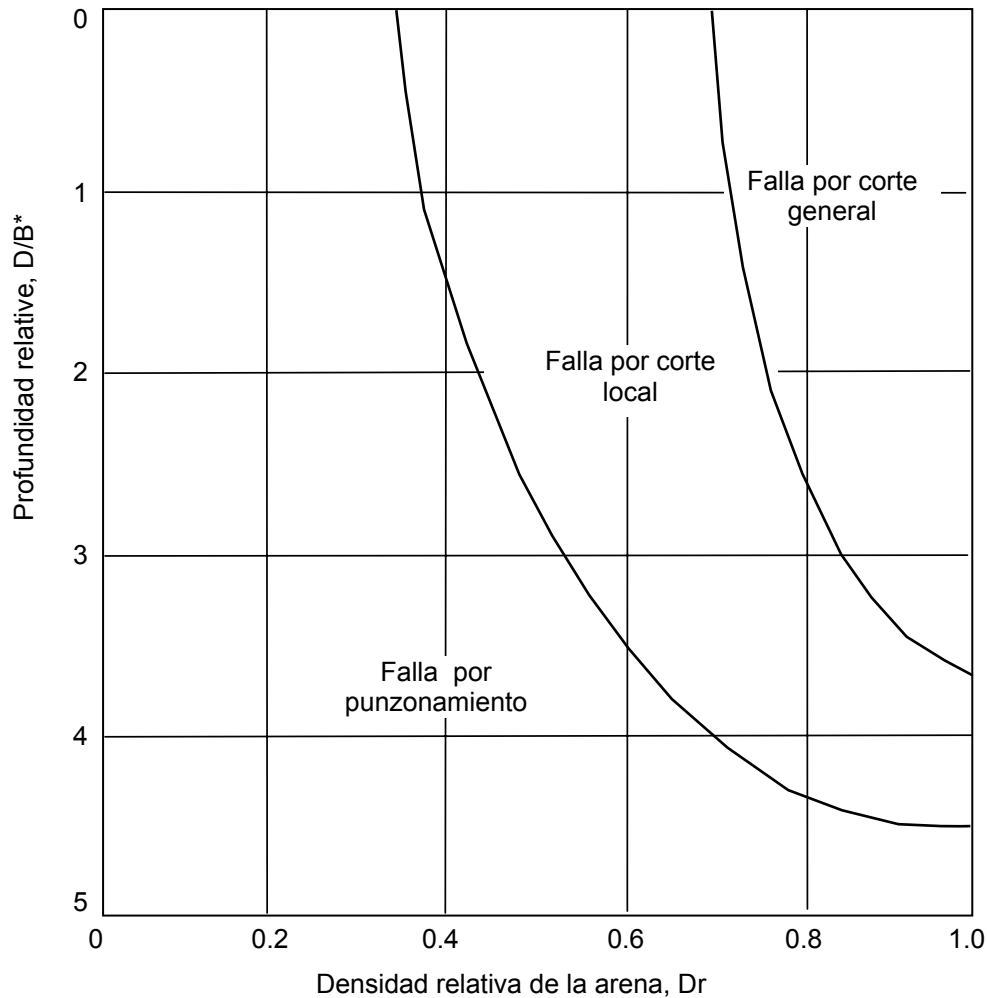
(b) Falla por corte local (arena medio densa)



(c) Falla por punzonamiento (arena muy suelta)



### Curvas Carga-Asentamiento y Zonas de falla en Pruebas Modelo en Arena (Vesic, 1963)



$B^* = B$  para zapatas cuadradas o circulares

$B = 2BL / (B + L)$  para zapatas rectangulares

### Formas Típicas de Falla en Arena (Vesic, 1963)

### CARTA MOSTRANDO LA RELACIÓN ENTRE $\phi$ Y FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Franja cargada, ancho B

Carga por unidad de área de cimentación

Zapata cuadrada de ancho B

Falla general por corte:

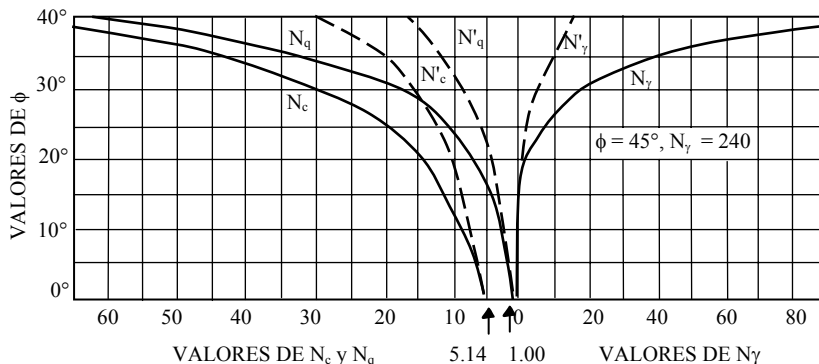
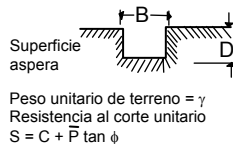
$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Falla local por corte:

$$q_d = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Carga por unidad de área:

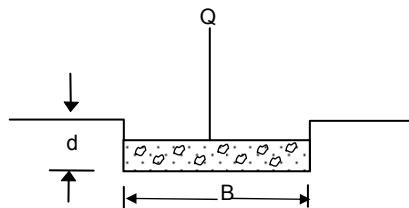
$$q_{ds} = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$



**CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA-CIMENTACION SUPERFICIAL (d / B ≤ 1)**

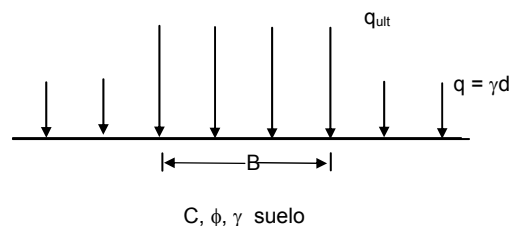
**CARGA CONTINUA (L/B > 5) – CORTE GENERAL**

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q$$



$$\begin{cases} N_c = \cot \phi (N_q - 1) \\ N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1) \end{cases}$$

(Caquot y Kerisel, 1953)

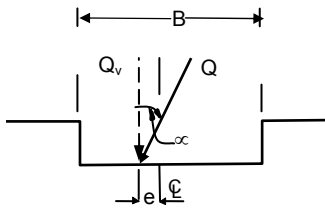


**FACTORES DE FORMA (Vesic, 1973)**

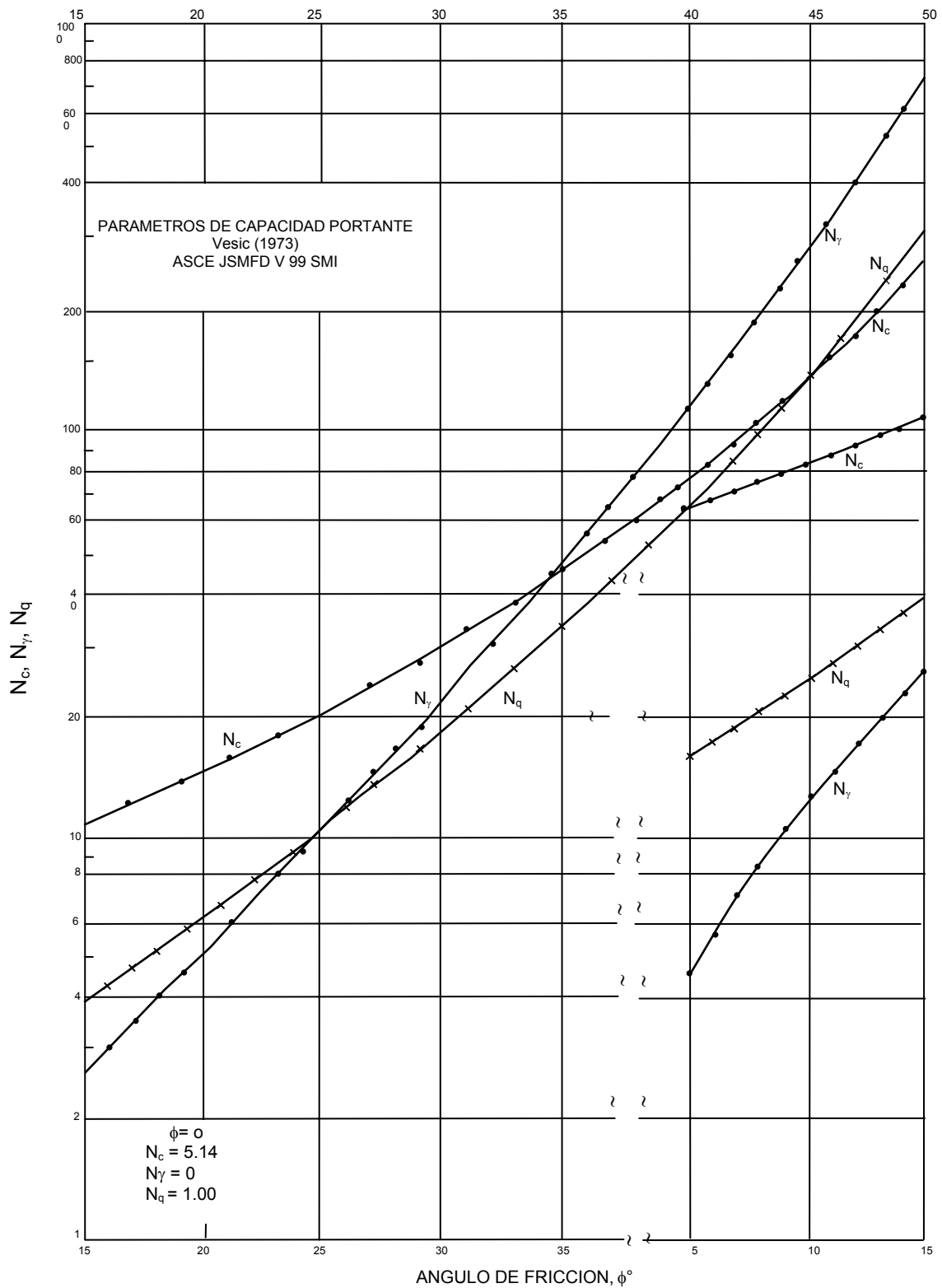
$$q_{ult} = S_c cN_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q q N_q$$

Forma	$\phi^\circ$	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
RECTANGULAR	0	$1 + (N_q / N_c) (B / L)$	$1 - 0.4 (B / L)$	$1 + t_\phi \phi (B / L)$
	30	$1 + 0.20 (B / L)$	↓	1.00
	45	$1 + 0.61 (B / L)$ $1 + 1.01 (B / L)$		$1 + 0.58 (B / L)$ $1 + 1.00 (B / L)$
CIRCULAR O CUADRADA	0	$1 + (N_q / N_c)$	0.60	$1 + t_\phi \phi$
	30	1.20	↓	1.00
	45	1.61 2.01		1.58 2.01

## CARGA EXCÉNTRICA E INCLINADA (Meyerhof, 1953)



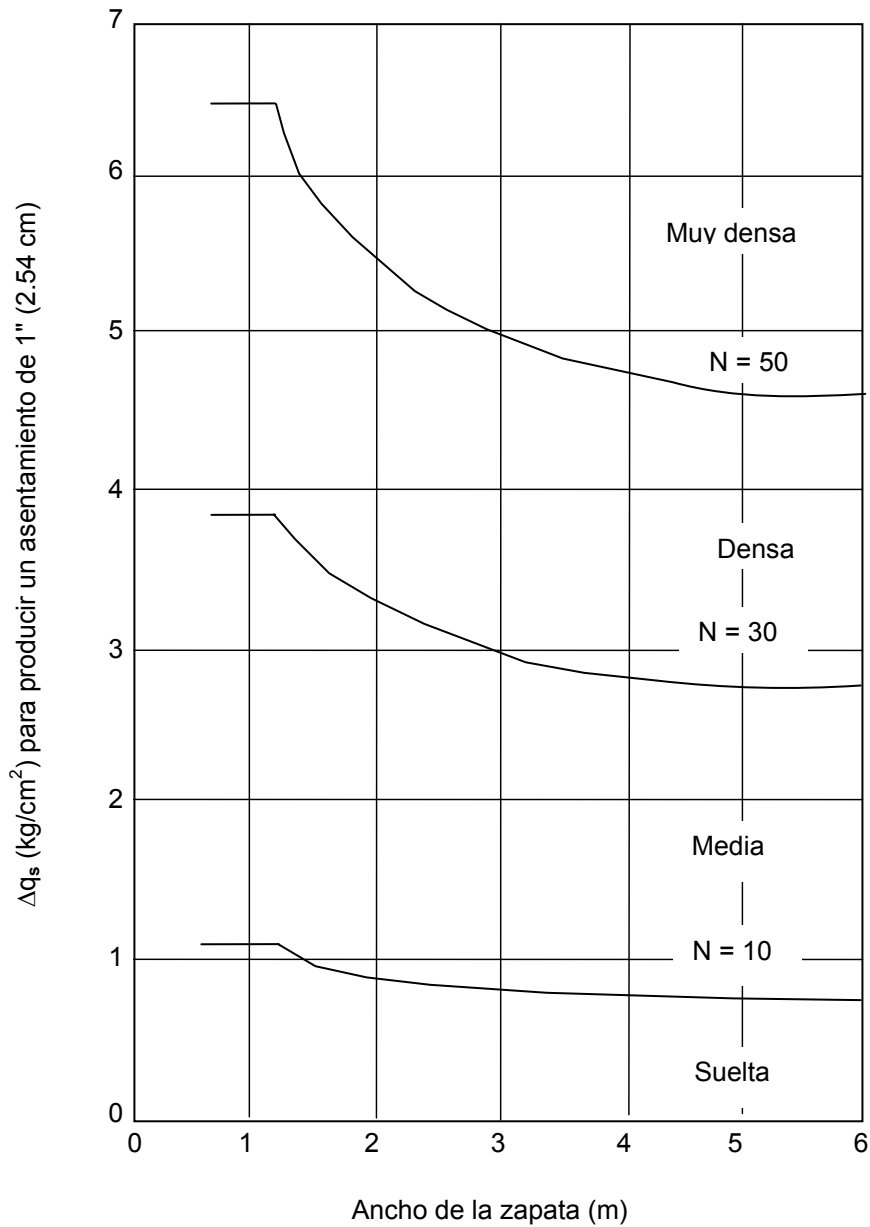
$$(q_v)_{ult} = \frac{Q_v}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 q N_q$$





### Factores de Capacidad de Carga (Vesic, 1973)

$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$	Nq/Nc	tg $\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19



**Asentamiento de Zapatas deducidos de la Penetración Estándar N. (Terzaghi y Peck, 1948)**

**Método de Schmertmann para predecir el Asentamiento de Cimentaciones Superficiales en Arena**

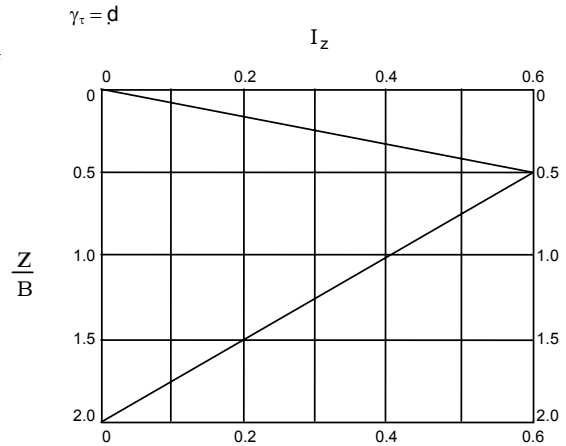
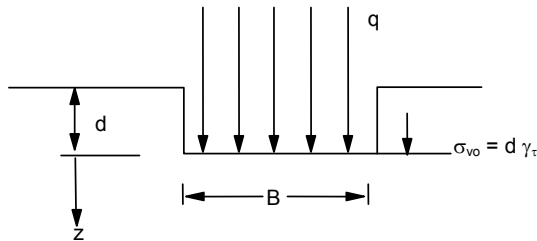
ASCE JSMFD (v96 SM3. p.1011-1043)

$$\rho = C_1 C_2 q_{net} \sum_0^{2B} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z$$

- $\rho$  = Asentamiento (unidades de z)
- $C_1$  =  $[1 - 0.5 \sigma_{vo} / q_{net}]$  Efecto de empotramiento
- $C_2$  =  $[1 + 0.2 \log (10t_{yr})]$  Efecto de "CREEP"
- $q_{net}$  =  $q - \sigma_{vo}$   $q$  = Esfuerzo aplicado a la cimentación (TSF, kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{vo}$  = Esfuerzo de sobrecarga total en la base de la

cimentación

- $I_z$  = Factor de influencia para deformación vertical
- $\bar{E}_s$  = Módulo de Young promedio equivalente en profundidad  $\Delta z = 2q_c$
- $\bar{q}_c$  = Resistencia promedio del Cono Holandés (TSF, Kg/cm<sup>2</sup>) en  $\Delta z$
- $Z$  = Profundidad debajo de la cimentación



Correlación	Tipo de suelo	$q_c / N$
Aproximada Cono Holandés $q_c$ vs SPT N	ML, SM-ML, SC	2.0
	SW, SP, SM (Fina-Media)	3.5
	SW, SP (Gruesa)	5
	GW, GP	6

### Métodos de Caculo de Asentamientos

Tipo De Asentamiento	Método	Parámetro Base	Aplicación
Inmediato	Elástico	Propiedades Elásticas del Suelo	Arenas, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas
Inmediato	MEYERHOF	N (SPT)	Arenas, gravas y similares
Inmediato	Prueba de Carga	Prueba de Carga	Arenas, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas
Consolidación Primaria	Teoría de la Consolidación	Ensayo Consolidación	Arcillas blandas a medias saturadas
Consolidación Primaria y Secundaria	IDEM.	IDEM.	Arcillas blandas a muy blandas, turbas y suelos orgánicos y similares

$$\text{Asentamiento Total } S_T = S_i + S_{cp} + S_{cs}$$

$$S_i = \text{Asentamiento Inmediato}$$

Scp = Asentamiento por Consolidación Primaria  
 Scs = Asentamiento por Consolidación Secundaria

En Arenas, Gravas, Arcillas Duras Y Suelos No Saturados En General  $S_T \simeq S_i$

En Arcillas Saturadas :  $S_T \simeq S_{cp}$

En Suelos De Gran Deformabilidad Como Turbas Y Otros:  $S_T \simeq S_{cp} + S_{cs}$

## METODO ELÁSTICO PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$\text{Formula : } S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Simbología :  $S_i$  = Asentamiento Probable (cm)  
 $\mu$  = Relación de Poisson ( adimensional)  
 $E_s$  = Módulo de Elasticidad (ton/m<sup>2</sup>)  
 $I_f$  = Factor de Forma (cm/m)  
 $q$  = Presión de Trabajo (ton/m<sup>2</sup>)  
 $B$  = Ancho de La Cimentación (m)

### Cuadros Auxiliares

TIPO DE SUELO	$E_s$ (ton/m <sup>2</sup> )
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

TIPO DE SUELO	$\mu$ (-)
ARCILLA: SATURADA	0.4 - 0.5
NO SATURADA	0.1 - 0.3
ARENOSA	0.2 - 0.3
LIMO	0.3 - 0.35
ARENA : DENSA	0.2 - 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 - 0.4
LOESS	0.1 - 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE $I_f$ (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2 L/B = 5 L/B = 10	153	77	130	120
	210	105	183	170
	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

Formulas : Para Estimar  $E_s$ :

Arenas:  $E_s = 50 (N + 15) \text{ ton/m}^2$

Arena Arcillosa  $E_s = 30 (N + 5) \text{ ton/m}^2$

Arcillas Sensibles Normalmente Consolidadas

$E_s = (125 - 250) q_u$

Arcillas Poco Sensibles  $E_s = 500 q_u$

$N$  : SPT

$q_u$  : Compresión Simple (ton/m<sup>2</sup>)

## CALCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO EN FUNCION DE UNA PRUEBA DE CARGA DIRECTA

### METODO DE TERZAGHI-PECK (1967) (VALIDO SOLO EN ARENAS)

$$\text{Formula : } S_z = S_p \left( \frac{2 B_z}{B_z + B_p} \right)^2$$

Simbología:  $S_z$  = Asentamiento de La Zapata (cm)  
 $S_p$  = Asentamiento Medido en la Prueba (cm)  
 $B_z$  = Ancho de La Zapata (m)  
 $B_p$  = Ancho de La Placa (m)

### METODO DE BOND (1961)

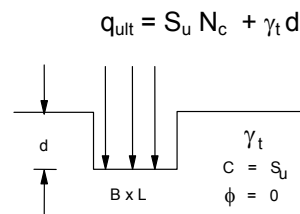
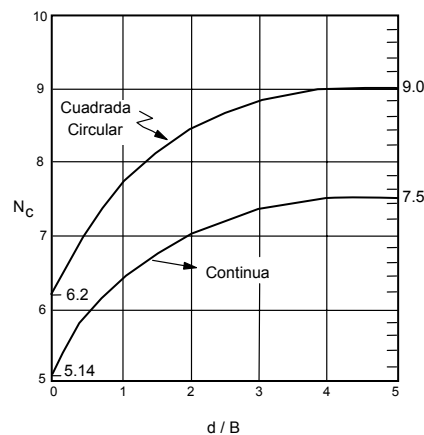
$$\text{Formula : } S_z = S_p \left( \frac{B_z}{B_p} \right)^{n+1}$$

Simbología: Como en el caso anterior, siendo

$n$ : Coeficiente que depende del suelo según la Tabla Siguiente

Arcilla	$n = 0.03$ a $0.05$
Arcilla Arenosa	$n = 0.08$ a $0.10$
Arena Densa	$n = 0.40$ a $0.50$
Arena Media A Densa	$n = 0.25$ a $0.35$
Arena Suelta	$n = 0.20$ a $0.25$

#### A. $N_c$ vs $d/B$ (Skempton, 1951)



$$\frac{N_c \text{ (Rectangular)}}{N_c \text{ (Cuadrada)}} = \left( 0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)$$

**B.  $N'_c$  vs  $b/a$  [Davis y Christian, (1971) JSMFD V 97 SM5]**

Carga Continua  $(\phi = 0)$   $q_{ult} = \frac{1}{2} [S_u (V) + S_u (H)] N'_c$

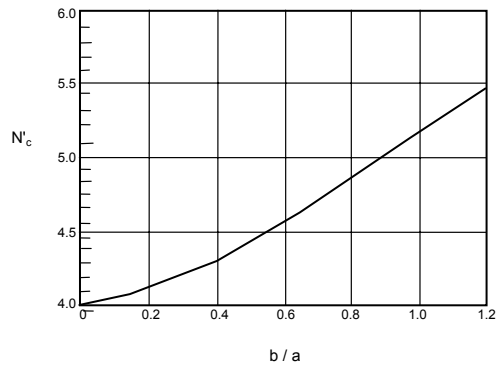
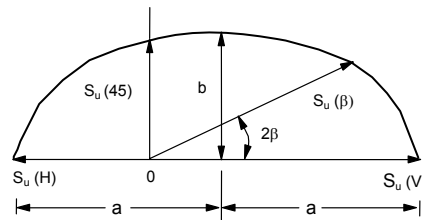
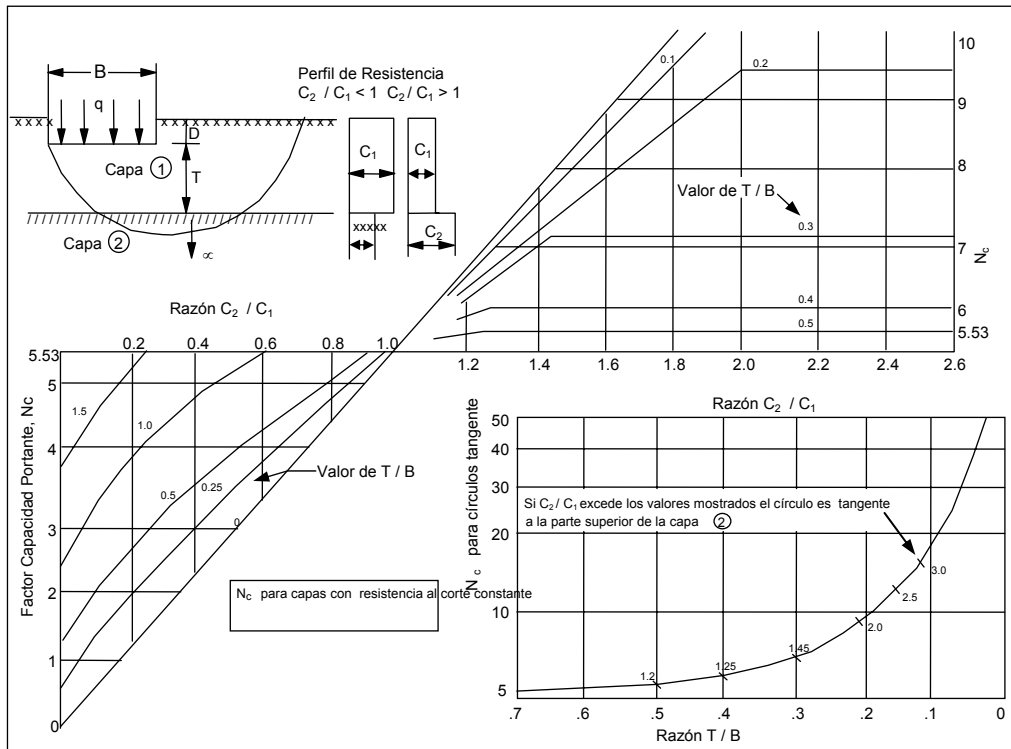


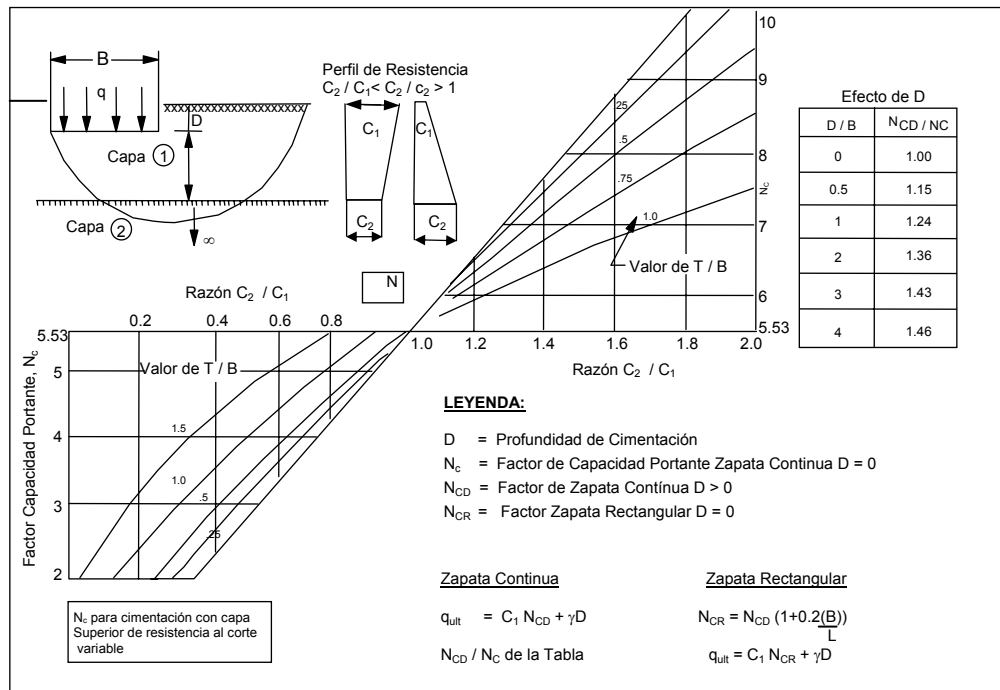
Gráfico de Resistencia Elíptica

$$b/a = \frac{S_u (45)}{\sqrt{S_u (V) \times S_u (H)}}$$

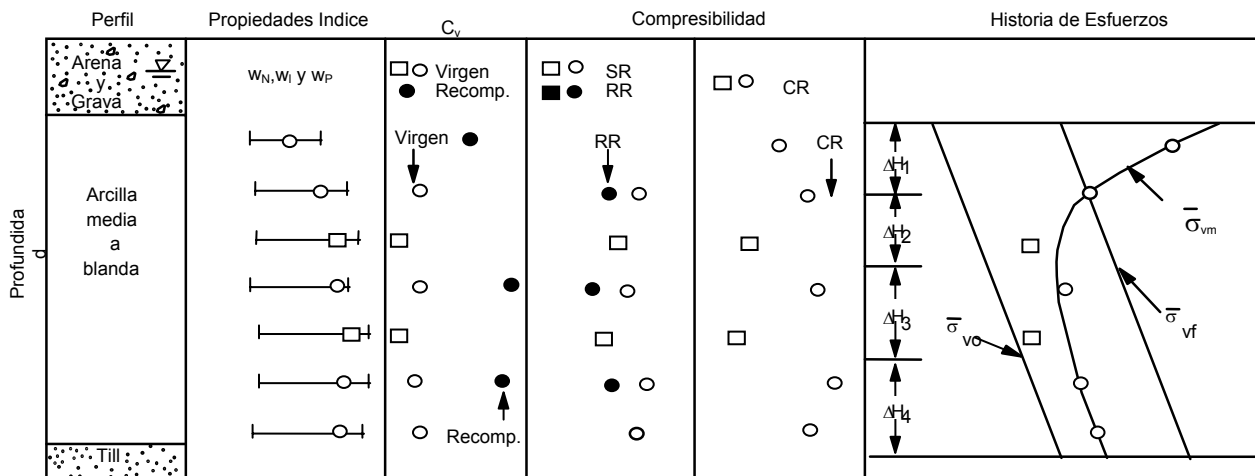


**Capacidad Portante No-Drenada (Ladd, 1974)**





### Capacidad Portante en Suelo Cohesivo Bicapa ( $\phi = 0$ ) (DM-7)



$$\rho_{cf} = \sum \Delta H \left[ RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right]$$

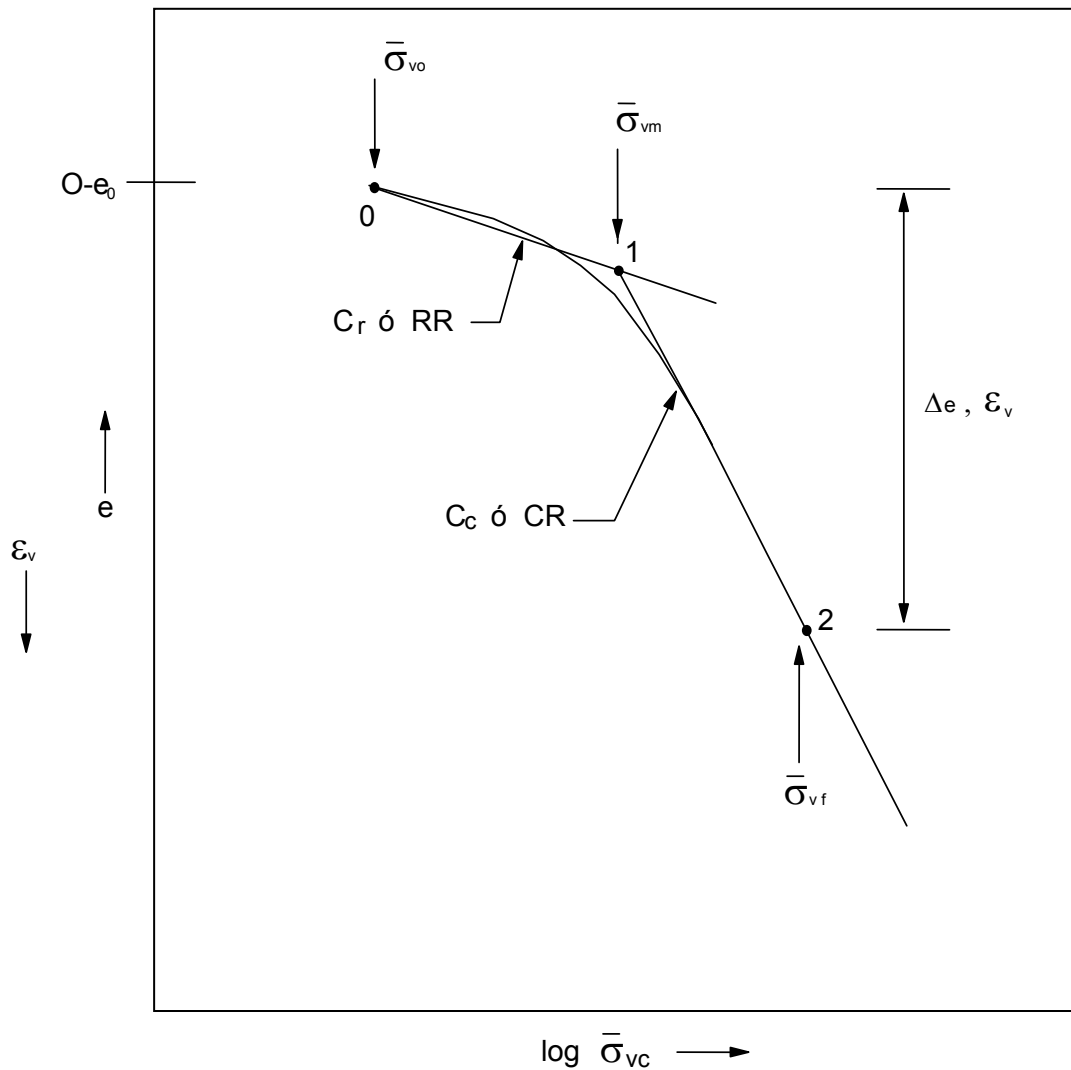
Comentarios:

#### A. Historia de Esfuerzo

- 1.- Use curva de compresión  $t_p$
- 2.- Considere la geología al seleccionar  $\bar{\sigma}_{vm}$
- 3.- Valores de laboratorio de  $\bar{\sigma}_m$  probablemente datos muy bajos

#### B. Compresibilidad y Coeficiente de Consolidación

- 1.- Use información deformación –  $\log \bar{\sigma}_{vc}$
- 2.- Grafique todos los valores de CR, RR, SR y  $C_v$
- 3.- Seleccione los valores de diseño en función de los y el efecto de perturbación en las muestras



A una profundidad dada ( $e_0$ ,  $\bar{\sigma}_{vo}$ )

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} = \frac{a_v \Delta \bar{\sigma}_{vc}}{(1 + e_0)} = m_v \Delta \bar{\sigma}_{vc}$$

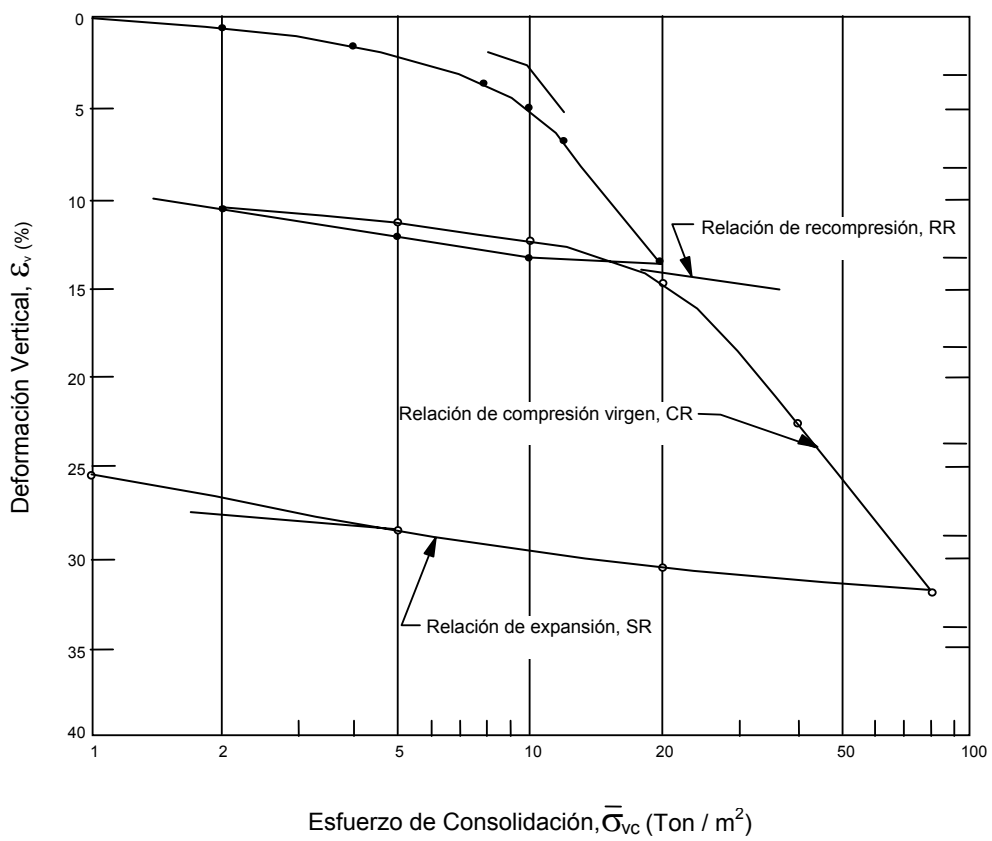
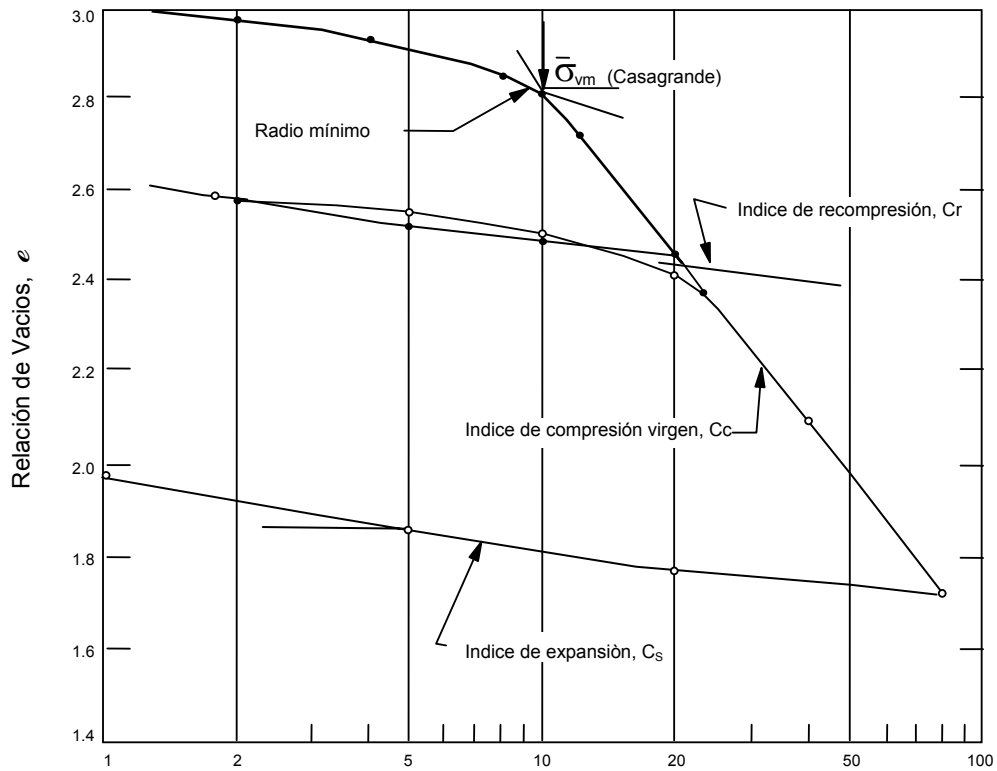
$a_v$  = Coeficiente de compresibilidad

$m_v$  = Coeficiente de cambio volumétrico

$$\Delta e = C_r \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}}$$

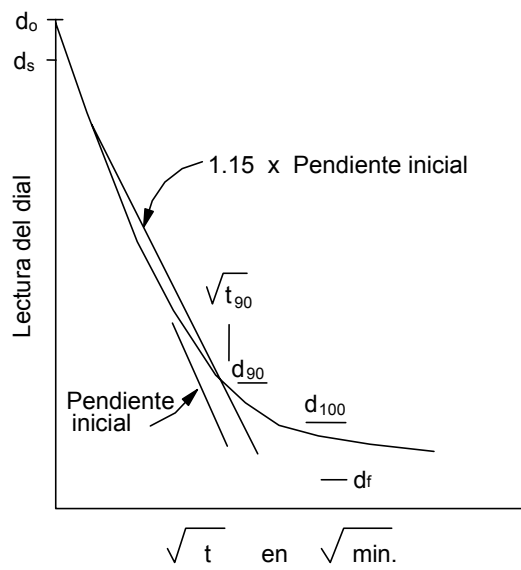
$$\varepsilon_v = RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}}$$





**Curvas de Compresión y Parámetros de Compresibilidad**

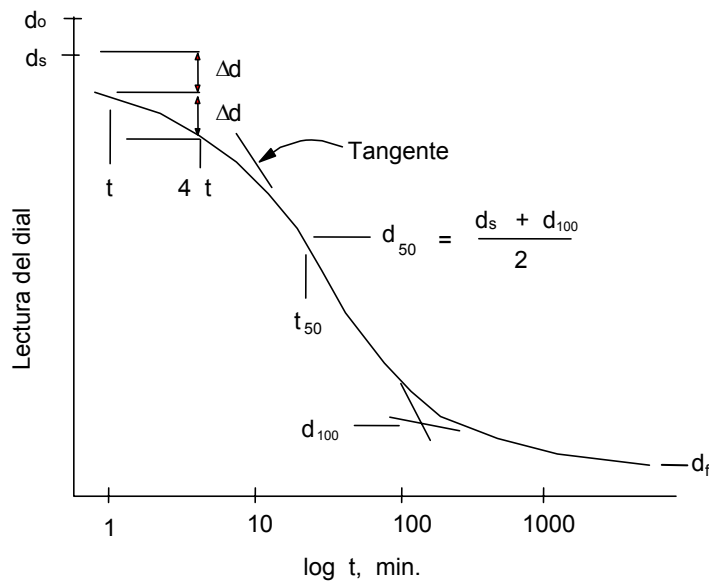
(a) Método  $t \sqrt{t}$  (Taylor)



$$C_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}}$$

$$T = \frac{\frac{10}{9} (d_s - d_{90})}{(d_o - d_f)}$$

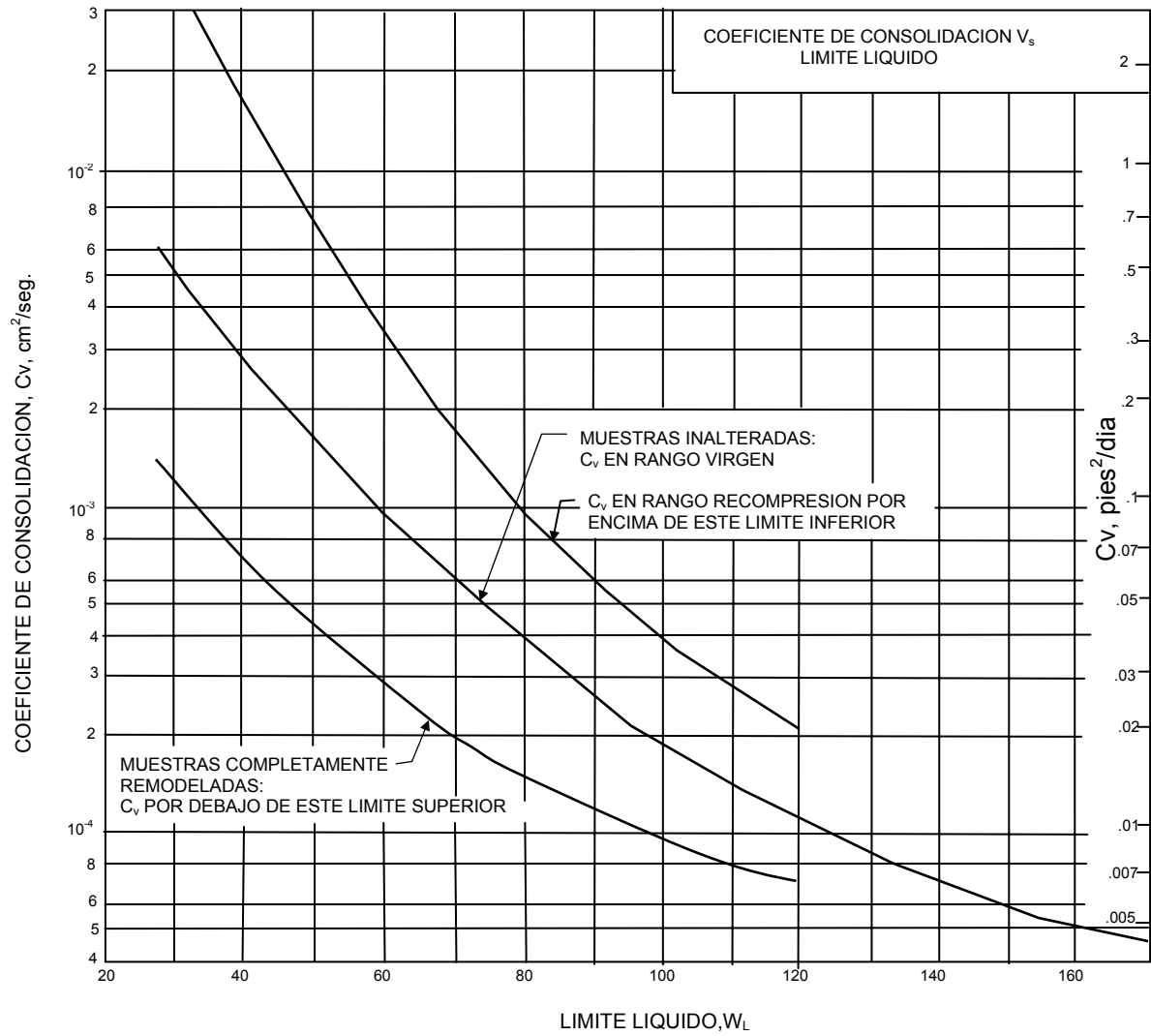
(b) Método  $\log t$  (Casagrande)



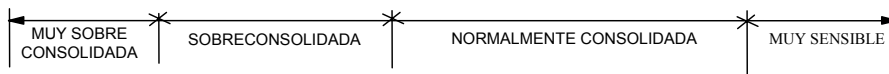
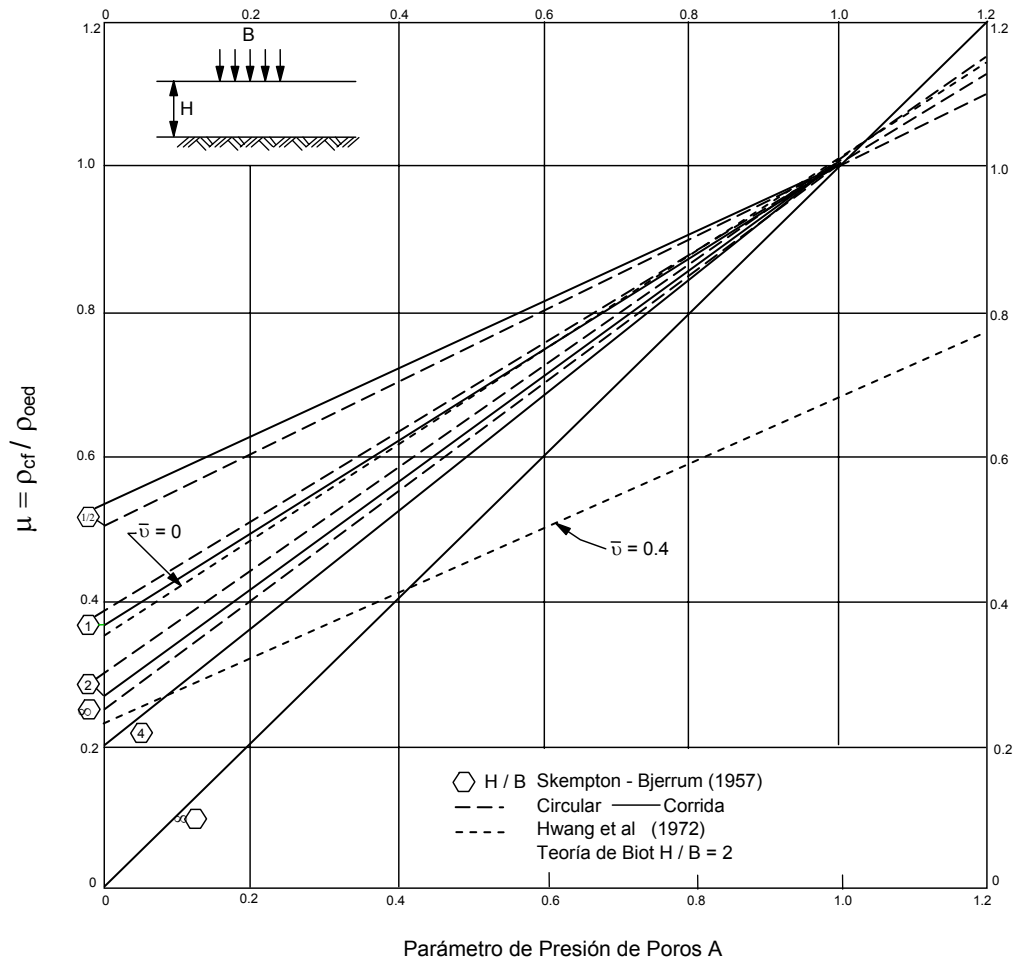
$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}}$$

$$T = \frac{(d_s - d_{100})}{(d_o - d_f)}$$

**Calculo del Coeficiente de Consolidación y Relación de Compresión Primaria**



**Correlación Empírica del Coeficiente de Consolidación Navdocks DM-7 (1961)**



Meyerhof (1953) Geot. Vol. 8 N° 2 P. 101

# CIMENTACIONES PROFUNDAS

## 1.0 INTRODUCCION

### 1.1 Generalidades

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y sólo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes. El diseño de estas cimentaciones estaba basado en la experiencia o simplemente dejado a la divina providencia.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos. Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores. Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes.

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote. Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual

se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aún cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto de cimentaciones piloteadas.

Para tener una cabal comprensión del comportamiento de pilotes, se debe conocer todos los tipos de pilotes y los métodos de instalación existentes. El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

## 1.2 Funciones y Usos de los Pilotes

- a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta" (Fig. 1.1a).
- b) Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías (Fig. 1.1b).
- c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa (Fig. 1.1c).
- d) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión (Fig. 1.1d) o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo (Fig. 1.1e).
- e) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos (Fig. 1.1f).
- f) Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado (Fig. 1.1g).

- g) En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán (Fig. 1.1h).
- h) Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- i) Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j) Compactar el suelo.

### **1.3 Alcance**

La materia de cimentaciones profundas y el diseño de cimentaciones mediante pilotaje cubre un amplio alcance, sobre el que existen muchas referencias bibliográficas, tales como las que se presentan en las referencias. El propósito de estas notas es introducir los principales tipos de pilotes existentes en nuestro medio y presentar la evaluación de la capacidad portante y asentamiento de pilotes bajo carga axial. Se presenta la evaluación de la capacidad de carga y el asentamiento de pilotes individuales y en grupo, así como las fórmulas de hinca y los ensayos de carga.

En el Anexo se describe un programa de cómputo que permite determinar la capacidad de carga axial de un pilote en base a fórmulas empíricas que utilizan resultados de ensayos de penetración estándar. Se discuten algunos ejemplos de aplicación de dichas fórmulas en la experiencia del autor.

## **2.0 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES**

El primer paso en el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Existen diversos procedimientos de diseño, los más sencillos serán presentados en este acápite. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote. Algunos comentarios sobre dicha determinación serán indicados.

En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante. Se presentarán los casos donde puede ocurrir fricción negativa y un método para estimar la máxima fuerza impuesta por la fricción negativa.

La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.

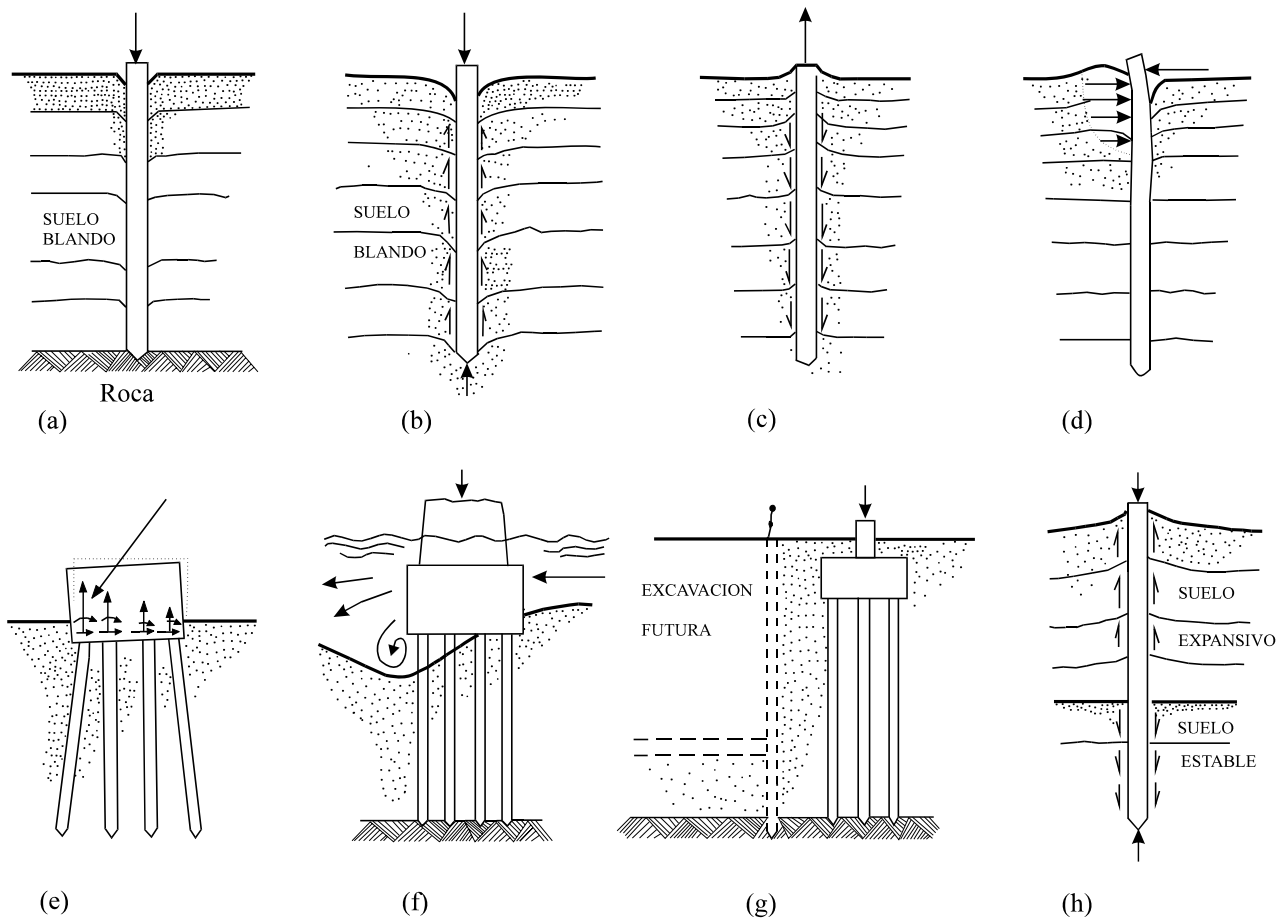


Figura 1.1: Casos donde pueden necesitarse pilotes

## 2.1 Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Cohesivo

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta. En arcillas la resistencia por fricción es mucho mayor que la resistencia por punta. Luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La resistencia por fricción lateral en un pilote está dada por:

$$Q_s = \alpha \cdot \bar{c} \cdot A_s$$

Donde:

- $A_s$  = superficial lateral empotrada del pilote.
- $\bar{c}$  = resistencia cortante no-drenada promedio de la arcilla a lo largo de los lados del pilote.
- $\alpha$  = factor de adhesión.

Se ha encontrado que el valor de  $\alpha$  puede variar significativamente, por lo que es difícil asignarle un valor. Para pilotes hincados se emplean los valores propuestos por Nordlund (1963) y para pilotes excavados se utilizan los valores de Tomlinson (1975).

La resistencia por punta se obtiene de la ecuación de Meyerhof (1953) para la capacidad portante de suelos cohesivos.

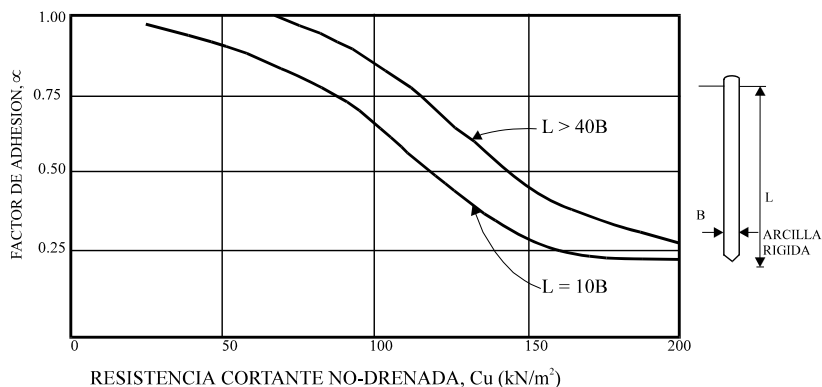
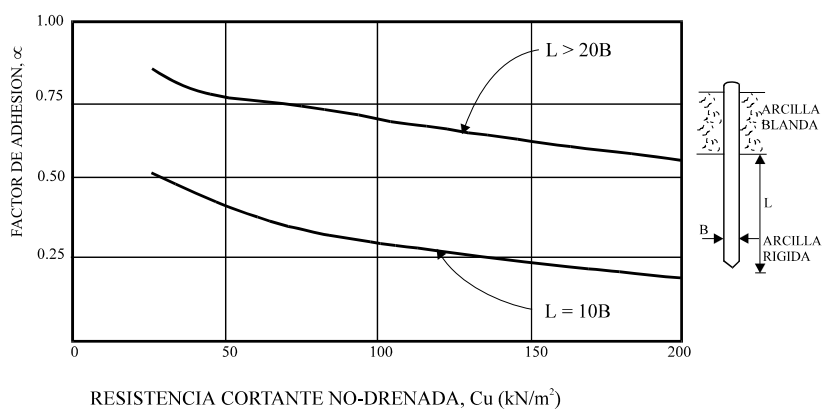
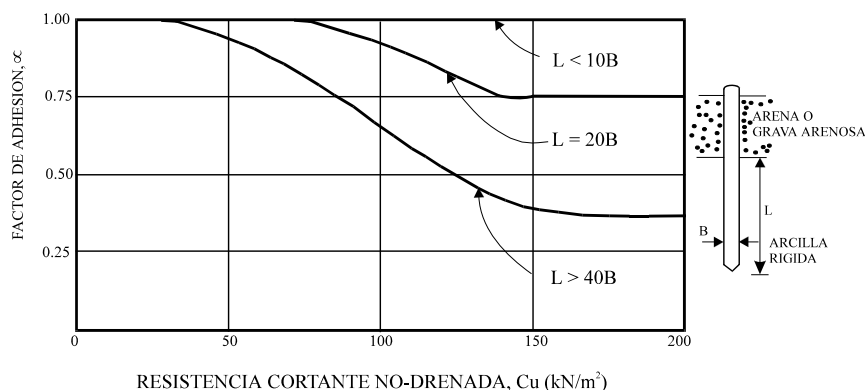
$$Q_b = c N_c A_b$$



### FACTORES DE ADHESION PARA PILOTES EXCAVADOS (TOMLINSON).

Se usa un factor de adhesión  $\alpha$  de 0.45 para pilotes excavados en muchas arcillas; aunque para pilotes cortos en arcilla muy fisurada, un valor de 0.3 es más usual. Se han reportado valores de 0.49 a 0.52 para arcilla de California. Para arcilla dura  $\alpha$  puede ser tan bajo como 0.1.

Tomlinson recomienda utilizar un valor de 0.45 si no se tiene experiencia previa con la arcilla, hasta un valor máximo de  $100 \text{ KN/m}^2$ . Esto puede ser conservador para arcillas blandas y optimista para arcillas muy rígidas y fisuradas.



Donde:

$c$  = resistencia cortante inalterada en la base del pilote.

$A_b$  = área de la base del pilote.

$N_c$  = factor de capacidad de carga de Meyerhof, generalmente se toma 9.

### 2.2 Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Granular

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia por punta. En suelos granulares la resistencia por punta es generalmente mayor que la resistencia por fricción lateral, luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La fricción lateral  $f$  a la profundidad  $z$  está dada por:

$$f = K_s p_d \operatorname{tg} \delta$$

Donde:

$K_s$  = coeficiente lateral de tierra, la relación de la presión lateral a vertical en los lados del pilote.

$p_d$  = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad  $z$ .

$\delta$  = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.

Para un pilote rodeado por suelo granular entre las profundidades  $z_1$  y  $z_2$ , la resistencia por fricción lateral es

$$Q_s = \frac{1}{2} K_s \gamma (z_1 + z_2) \operatorname{tg} \delta A_s$$

donde  $A_s$  es el área empotrada de  $z_1$  a  $z_2$ . Si el pilote está parcialmente sumergido, las contribuciones por encima y por debajo del nivel freático deben calcularse separadamente.

Los valores de  $K_s$  y  $\delta$  presentados por Broms (1966) se presentan en la Tabla 2.1. Estos valores son válidos hasta un valor de fricción lateral  $f$  de  $110 \text{ KN/m}^2$ , que es el valor máximo que puede ser usado para pilotes de sección constante.

En el cálculo de la resistencia por punta, el tercer término de la ecuación de Meyerhof (relacionado a la fricción en la base) es relativamente pequeño para pilotes largos y esbeltos, por lo que usualmente se ignora. Luego, la resistencia en la base es:

$$Q_b = p_b (N_q - 1) A_b$$

Donde

$p_b$  = esfuerzo efectivo de sobrecarga en la base del pilote.

$A_b$  = área de la base del pilote.

Los valores de  $\phi$  se obtienen de los resultados del ensayo de penetración estándar (sin aplicar correcciones por profundidad, nivel freático o contenido de limo).

Los valores de  $N_q$  de Meyerhof tienden a ser extremadamente altos para cimentaciones por pilotes, cuando se comparan con fallas reales, por lo que los valores obtenidos por Berezantsev (1961) y presentados en la Figura 2.1, son más adecuados. El valor máximo de resistencia por punta a ser usado es de  $1,100 \text{ KN/m}^2$ .

Cuando se calcula la resistencia por fricción y por punta en pilotes excavados en suelo granular, deberá asumirse siempre una densidad relativa baja, independientemente del estado inicial del suelo.

**Tabla 2.1 Valores de  $K_s$  y  $\delta$  para pilotes hincados**

Material del Pilote	$\delta$	$K_s$	
		Densidad relativa baja ( $\phi \leq 35^\circ$ )	Densidad relativa alta ( $\phi > 35^\circ$ )
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4 $\phi$	1.0	2.0
Madera	2/3 $\phi$	1.5	4.0

### 2.3 Capacidad de Carga Admisible de un Pilote

La capacidad admisible se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente. La capacidad de carga admisible se toma como la menor de:

$$y \quad \frac{Q_s + Q_b}{2.5}$$

$$\frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_b}{3.0}$$

donde  $Q_s$  y  $Q_b$  son las cargas últimas por fricción y por punta respectivamente. El valor de  $Q_s$  en la primera ecuación se basa en factores que utilizan valores promedio de resistencia cortante, mientras que en la segunda ecuación se emplean valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

Las fórmulas de capacidad de carga de pilotes solo presentan un rango aproximado de la capacidad de carga última. Excepto cuando se hincan pilotes hasta el rechazo, es usual realizar por lo menos un ensayo de carga en cada sitio. Se pueden hincar pilotes de prueba y ensayarlos hasta la falla. En base a los resultados alcanzados, el ingeniero puede decidir la modificación de las longitudes requeridas.

Es preferible demorar el ensayo de los pilotes tanto cuanto sea posible después del hincado, para permitir el asentamiento del pilote. Esto no es importante en pilotes en suelo granular, donde no son significativos los efectos del tiempo, pero en limos y arenas limosas la capacidad de carga última de un pilote puede ser mucho más alta inmediatamente después del hincado, que una vez que ha transcurrido un período de tiempo. En arcillas lo contrario es usualmente (pero no siempre) cierto; la capacidad portante aumenta con el tiempo, particularmente en arcillas blandas o sensibles.

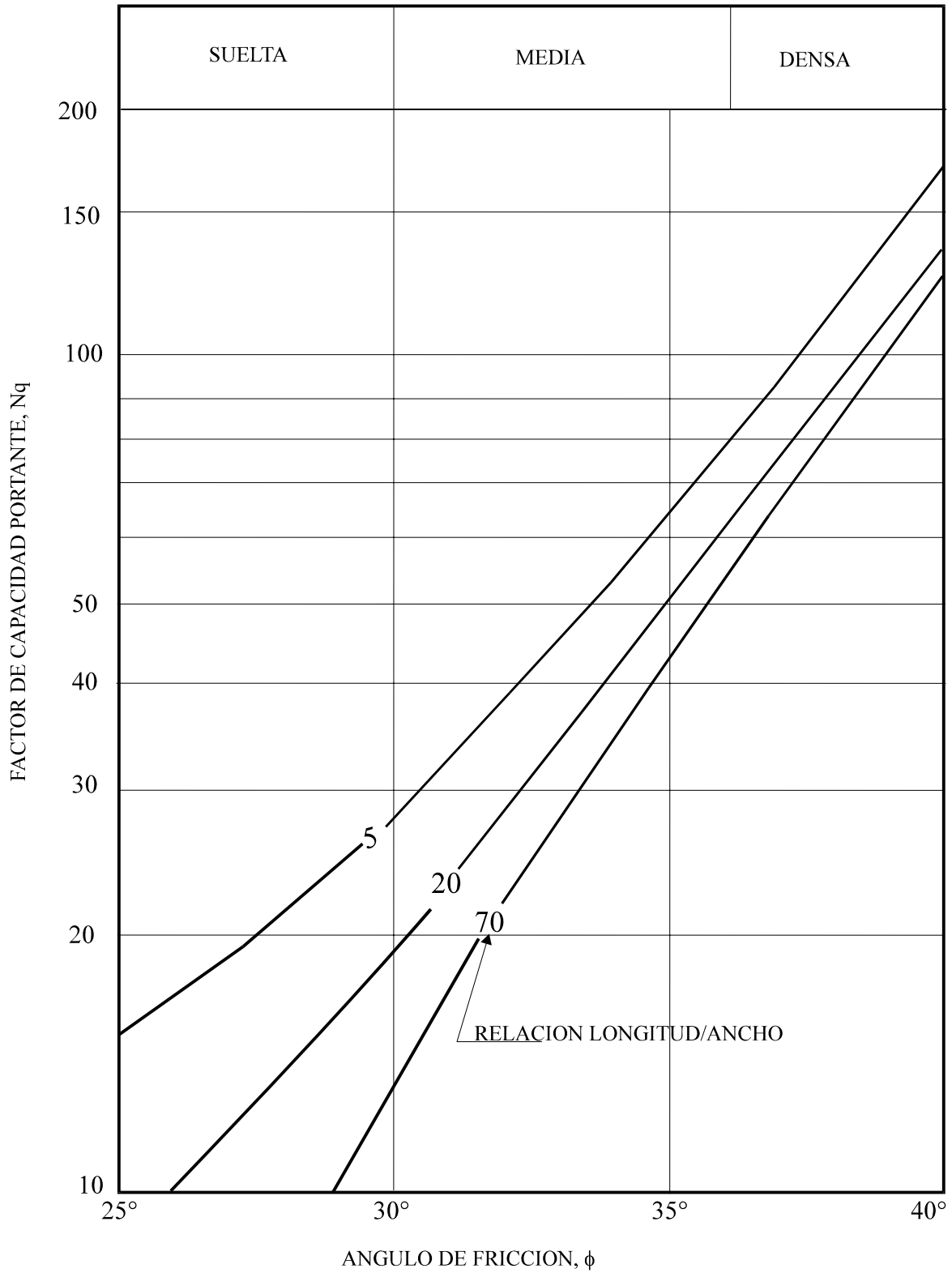
Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.

### 2.4 Fricción Negativa

La fricción negativa puede ocurrir en los siguientes casos:

- Un pilote hincado a través de una arcilla blanda sensible llega a un estrato relativamente incompresible. El remoldeo de la arcilla durante el hincado puede ser

suficiente para causar asentamiento. Las arcillas blandas marinas o de estuario pueden ser particularmente susceptibles a desarrollar fricción negativa.



**Figura 2.1: Factor de Capacidad Portante de Berezantsev,  $N_q$**

- b) Un pilote hincado a través de una arcilla blanda llega a un estrato relativamente incompresible con sobrecarga en la superficie. Normalmente una arcilla blanda que suprayace a una arcilla dura no tiene problemas. Sin embargo, la carga en la superficie producirá asentamiento que puede generar fricción negativa en el pilote. El drenaje de áreas pantanosas puede tener un efecto similar.
- c) Un pilote hincado a través de relleno recientemente colocado llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. La fricción negativa resultará de la consolidación del relleno. En rellenos antiguos la fricción negativa disminuye o no existe.

Actualmente es imposible predecir con precisión la fricción negativa que se producirá en un pilote. Sin embargo, la máxima fuerza que se desarrollará por fricción negativa puede evaluarse si se asume la distribución de esfuerzos de fricción propuesta por Tomlinson (1987). Aunque dicho autor diferencia los casos entre estrato compresible e incompresible en la base, el mismo procedimiento puede emplearse en todos los casos con suficiente precisión.

La máxima carga hacia abajo producida por fricción negativa que se permite para propósitos de diseño puede calcularse asumiendo la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura 2.2.

La fricción (o adhesión) en los puntos A y B, que corresponden a las resistencias cortantes pico y residual del suelo respectivamente, serán:

$$f_A = \alpha c_p \quad \text{y} \quad f_B = \alpha c_r$$

donde  $c_p$  y  $c_r$  son las resistencias cortantes pico y residual y  $\alpha$  es un factor de adhesión, generalmente tomado como 1.

Luego la fuerza hacia abajo en el pilote causada por fricción negativa será:

$$\begin{aligned} & \left[ \left( 0.1 H \times \frac{1}{2} \alpha c_p \right) + \left( 0.1 H \times \frac{1}{2} \alpha c_r \right) + \left( 0.8 H \times \frac{1}{2} \alpha (c_p + c_r) \right) \right] S \\ & = 0.45 H \alpha (c_p + c_r) S \end{aligned}$$

donde S es la circunferencia del pilote.

Cuando se calcula la longitud requerida del pilote, la fricción negativa debe añadirse a la carga permisible.

Los efectos de la fricción negativa pueden reducirse o eliminarse si se protege la sección del pilote dentro del relleno o de la arcilla blanda. Como alternativa se puede cubrir el pilote con una membrana plástica de baja fricción o con una capa de bitúmen. Si se emplea bitúmen debe tenerse mucho cuidado en su aplicación para asegurar que éste se adhiere bien al pilote y tiene un espesor mínimo de 3 milímetros

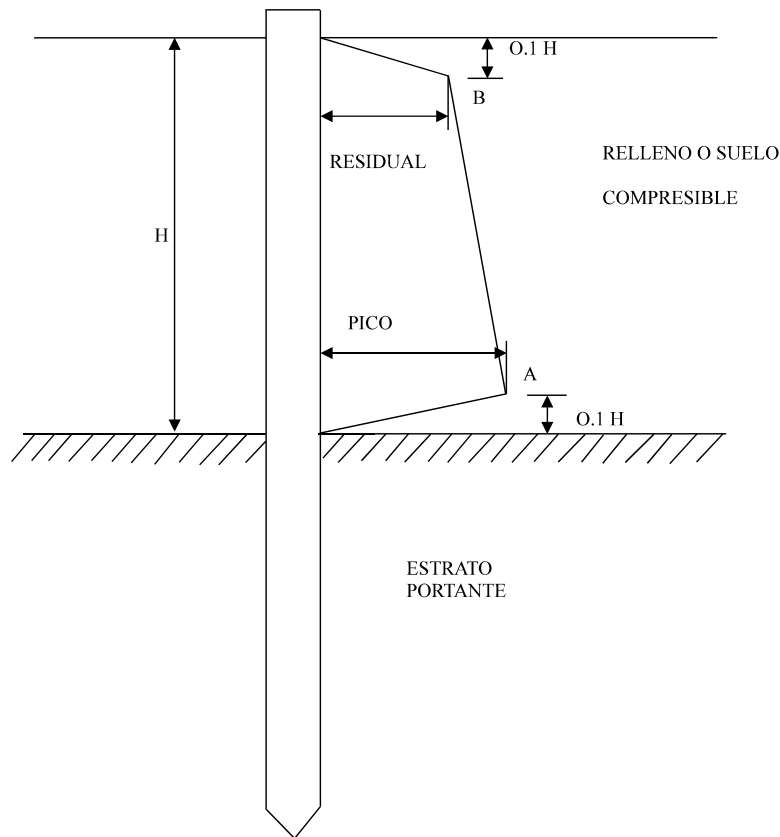


Figura 2.2: Distribución asumida de la fricción negativa

## 2.5 Capacidad de Carga de Grupos de Pilotes

### 2.5.1 Eficiencia de Grupo

Este valor está definido por:

$$E_f = \frac{\text{carga promedio en pilote en grupo en la falla}}{\text{carga de falla en pilote individual}}$$

### 2.5.2 Suelos Granulares

Los pilotes hincados compactan al suelo granular, aumentando su capacidad portante. Ensayos en modelos han demostrado que los factores de eficiencia de grupo de pilotes hincados en arena pueden llegar hasta 2. En pilotes excavados, la acción de excavación más bien reduce que aumenta la compactación, por lo que el factor de eficiencia de grupo es difícil que sea mayor que 1.

En diseño se usa un factor de eficiencia de grupo de 1 para todo tipo de pilotes en suelo granular. Esto significa que se ignoran los efectos de grupo al predecir la capacidad portante. Sin embargo, los pilotes excavados deben tener un espaciamiento mayor que 3 diámetros (centro a centro).

### 2.5.3 Suelos Cohesivos

En suelos cohesivos se considera al grupo (pilotes y suelo contenido) como una cimentación profunda; la carga última del grupo se puede evaluar con la ecuación de Meyerhof. Por ejemplo, para un ancho de grupo  $B_1$ , longitud  $B_2$ , profundidad  $D$ , la carga de falla es:

$$Q_u = B_1 B_2 \bar{c} N_c \lambda$$

Donde:

- $N_c$  = factor de capacidad de carga de Meyerhof.  
 $\lambda$  = factor de forma.  
 $\bar{c}$  = cohesión promedio de la arcilla que rodea al grupo.

La Figura 2.3 presenta los resultados de ensayo en modelos de Whitaker (1957) para grupos de 3 x 3 y 9 x 9. Se puede utilizar como un método alternativo para estimar eficiencias de grupo. Por lo tanto, la carga de falla del grupo es:

$$Q_u = n Q_u E_f$$

donde  $n$  es el número de pilotes en el grupo y  $Q_u$  es la carga de falla de un pilote individual.

#### 2.5.4 Pilotes de Punta Hincados al Rechazo

Debido a que la carga última está limitada por la resistencia del pilote y no por la capacidad portante del terreno, no existe efecto de grupo.

#### 2.5.5 Suelos que Contienen Estratos Blandos

Cuando existen capas de arcilla blanda por debajo de los grupos de pilotes puede ocurrir un sobreesfuerzo, por lo que es necesario realizar una verificación. Se asume que la carga del grupo de pilotes se repartirá como se indica.

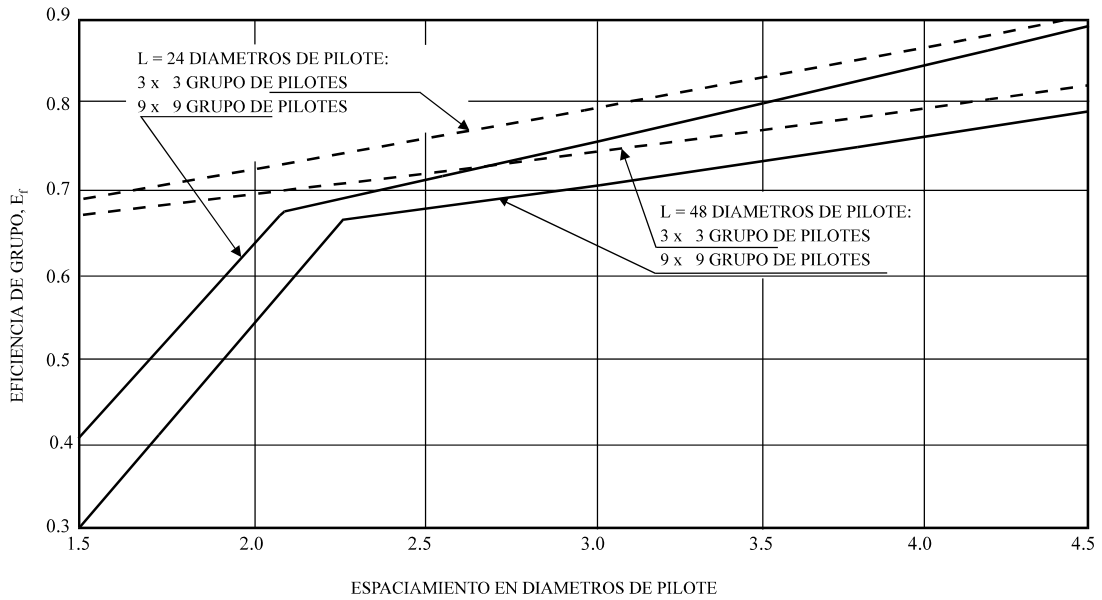
- a) Pilotes de fricción en arcilla  
Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura 2.4, de los dos tercios del empotramiento del pilote en el estrato resistente.
- b) Pilotes de punta en arena o grava  
Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura 2.5, a partir de la base de los pilotes.

En cada uno de los casos indicados, para un grupo de pilotes de dimensiones en planta  $B \times L$ , que soporta una carga  $Q$ , el área esforzada del material blando será:

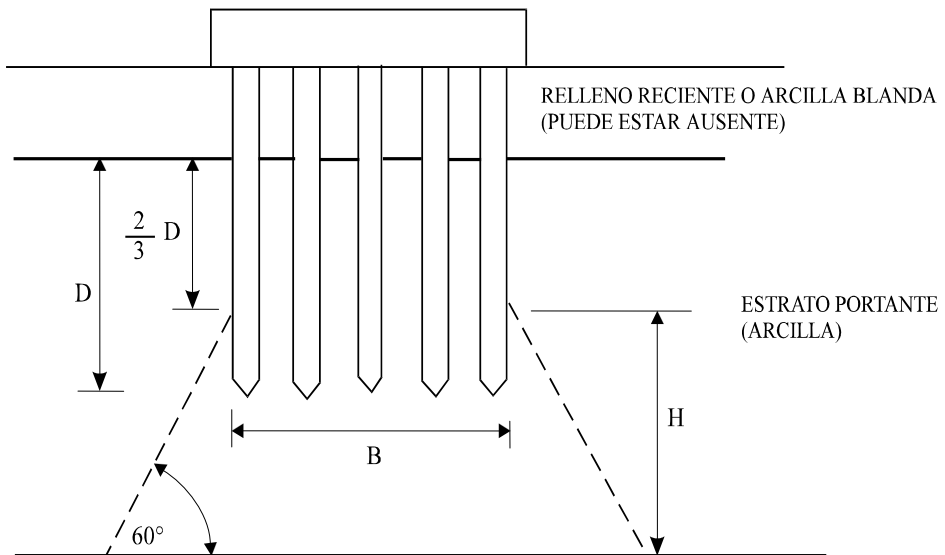
$$\begin{aligned}
 & (B + 2 H \operatorname{tg}30^\circ) (L + 2 H \operatorname{tg}30^\circ) \\
 & = (B + 1.15 H) (L + 1.15 H)
 \end{aligned}$$

Luego, el esfuerzo en la parte superior del estrato blando será:

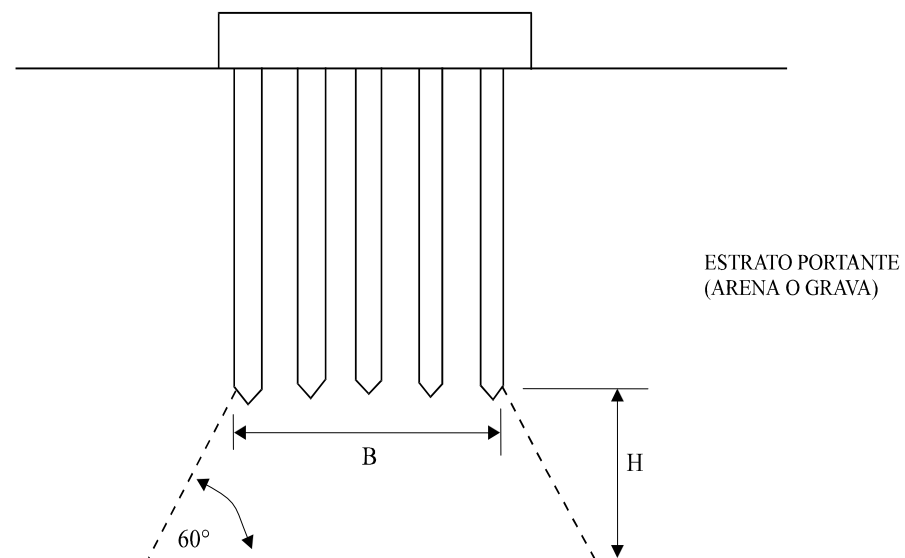
$$\frac{Q}{(B + 1.15 H)(L + 1.15 H)}$$



**Figura 2.3: Eficiencias de grupo de pilotes en suelo cohesivo**



**Figura 2.4: Distribución de carga para pilotes de fricción** CAPA DEBIL



**Figura 2.5: Distribución de carga para pilotes de punta** CAPA DEBIL



## 2.5.6 Longitudes de Pilotes Cercanos

En tanto sea posible, todos los pilotes de un grupo deben tener aproximadamente la misma longitud.

Cuando se tengan pilotes de diferente longitud, cercanos, es usual diseñar al pilote más corto lo suficientemente largo, de modo que una línea inclinada a 45° de su base no intersecte al pilote vecino más largo. Esto es para evitar que la carga de la punta del pilote corto sea transmitida al pilote largo.

## 3.0 ASENTAMIENTO DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES

El asentamiento de un pilote individual bajo carga de trabajo es usualmente tan pequeño que no presenta problemas. Sin embargo, el efecto combinado de un grupo de pilotes puede producir un asentamiento apreciable, debiendo ser considerado. El estado del conocimiento actual no permite una predicción precisa del asentamiento, sin embargo existen métodos que permiten realizar estimados razonables del asentamiento de pilotes y grupos de pilotes.

Los procedimientos presentados a continuación permiten realizar una estimación aproximada del asentamiento de un grupo de pilotes o de un pilote individual dentro del grupo. La interacción entre los pilotes y el suelo circundante es compleja y no está apropiadamente entendida; en consecuencia, los valores obtenidos por los métodos simples presentados a continuación no producen valores exactos.

### 3.1 Asentamiento de un Pilote Individual en Arcilla

El asentamiento de un pilote en una capa de espesor finito que suprayace a un material incompresible puede obtenerse de la expresión.

$$\rho = \frac{Q}{L E_s} I_\rho$$

Donde

- Q = carga en el pilote.
- L = longitud del pilote.
- E<sub>s</sub> = módulo de Young del suelo para asentamiento a largo plazo.

$$E_s = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{m_\nu(1 - \nu)}$$

m<sub>ν</sub> es el valor promedio de la capa y ν es la relación de Poisson: 0.4 arcilla SC, arcilla NC rígida y 0.2 arcilla NC blanda a firme.

- I<sub>ρ</sub> = factor de influencia, obtenido de las Figuras. 3.1 y 3.2.

Debe tenerse cuidado en utilizar sistemas de unidades consistentes.

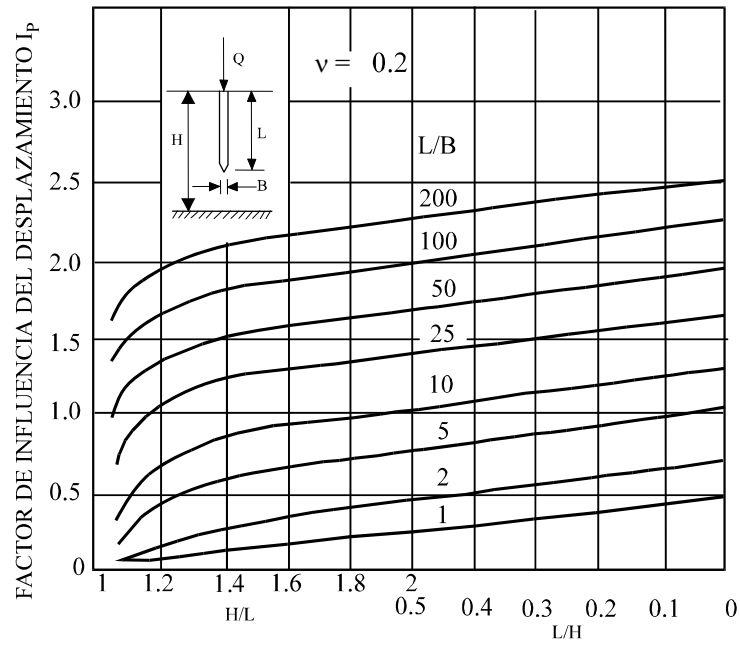


Figura 3.1: Valores del factor de influencia  $I_p$  para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita,  $\nu = 0.2$

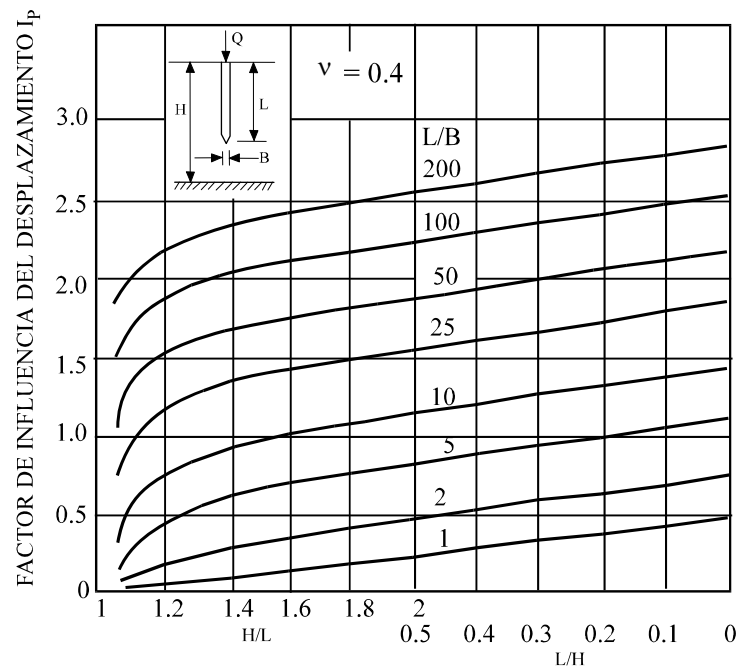


Figura 3.1: Valores del factor de influencia  $I_p$  para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita,  $\nu = 0.2$

### 3.2 Asentamiento de Pilotes dentro de un Grupo en Arcilla

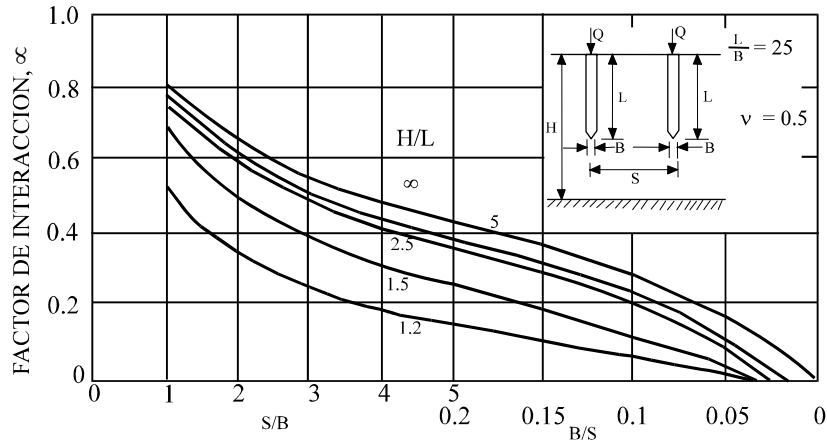
El asentamiento  $\rho_i$  del pilote  $i$  dentro de un grupo puede calcularse de la expresión:

$$\rho_i = \rho_1 \left( Q_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^k Q_j \alpha_{ij} \right)$$

Donde:

- $\rho_i$  = asentamiento del pilote  $i$  bajo carga unitaria.
- $Q_i$  = carga del pilote  $i$ .

- $Q_j$  = carga en el pilote  $j$ , donde  $j$  es cada uno de los otros pilotes en el grupo, en turno.
- $\alpha_{ij}$  = es el factor de interacción entre los pilotes  $i$  y  $j$ . El valor de  $\alpha$  depende del espaciamiento de los pilotes y se obtiene de la Figura 3.3.



**Figura 3.3: Valores del factor de interacción  $\alpha$  para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita**

Aunque el gráfico está dibujado para  $\nu = 0.5$ , el valor de  $\nu$  no es crítico, pudiendo ser utilizado para todos los valores de  $\nu$ .

Para un pilote individual dentro de un grupo, se encuentra usualmente que el asentamiento del pilote debido a la influencia de los pilotes vecinos excede al asentamiento producido por la carga en el pilote. De este modo, aunque el asentamiento de un pilote individual pueda parecer pequeño en un ensayo de carga, el asentamiento de una estructura apoyada en un grupo de pilotes similares puede ser bastante grande.

El proceso de añadir las interacciones de cada pilote con los otros en un grupo grande de pilotes puede ser tedioso y tomar tiempo. Sin embargo, se encuentra que la mayor parte de pilotes en el grupo está tan lejos que su influencia pueda ignorarse, o quizás se puede asignar una participación para el efecto de todos los pilotes mas allá de determinada distancia del pilote en estudio.

Cuando los pilotes no son de la misma longitud, el efecto en la relación  $(H/L)$  es pequeño, por lo que el método todavía puede utilizarse. Cuando los pilotes tienen diferentes diámetros o anchos, la relación  $(S/B)$  del pilote  $j$  deberá usarse para obtener el valor de  $\alpha_{ij}$ .

### 3.3 Asentamiento de un Pilote Individual en Arena o Grava

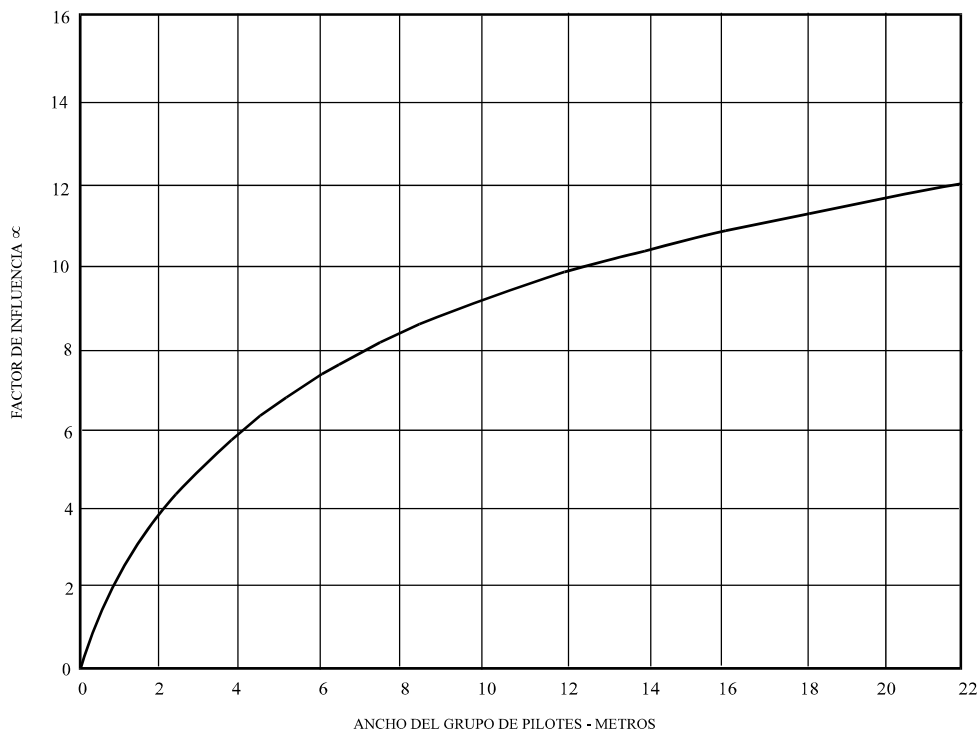
El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en suelo granular es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existen métodos aceptados de predecir asentamientos con exactitud. Como una aproximación gruesa, el desplazamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga puntual en la base del pilote.

Sin embargo, el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga.

### 3.4 Asentamiento de un Grupo de Pilotes en Arena o Grava

Una aproximación al asentamiento de un grupo de pilotes en suelo granular en base al asentamiento de un pilote individual puede obtenerse de la Figura 3.4, donde

$$\alpha = \frac{\text{(asentamiento del grupo de pilotes)}}{\text{(asentamiento del pilote individual bajo la misma carga de trabajo)}}$$



**Figura 3.4: Relación del asentamiento del grupo de pilotes al asentamiento de un pilote**

### 3.5 Un Método Simple para Estimar el Asentamiento de un Grupo de Pilotes

El asentamiento promedio de un grupo de pilotes puede estimarse tratando al grupo como una cimentación equivalente con un área en planta igual al área del grupo.

Para pilotes que trabajan predominantemente por punta (arenas), se asume que la cimentación estará en la base de los pilotes. Para pilotes por fricción (arcillas), se asume los dos tercios de la longitud de empotramiento, y si existe una capa superior granular o arcilla blanda, los dos tercios de la profundidad de empotramiento en la arcilla portante. Lo anterior se ilustra en la Figura 3.5.

### 3.6 Compresión del Pilote

La compresión del pilote puede ser una parte significativa del asentamiento total, pero, a diferencia del asentamiento por consolidación, ocurrirá instantáneamente cuando se aplica la carga al pilote. Se puede evaluar asumiendo que bajo la carga de trabajo (o

carga de ensayo), las proporciones de la carga por fricción y por punta son las mismas que en la falla. Por lo tanto, si la carga última es  $Q_u$ , formada por la carga última en el fuste y en la punta, luego bajo la carga  $Q$ ,

$$Q \times \frac{Q_b}{Q_u} \quad \text{será soportado por la punta y}$$

$$Q \times \frac{Q_s}{Q_u} \quad \text{será soportado por fricción.}$$

La carga por punta será transmitida en toda la longitud del pilote y la carga por fricción será reducida con la profundidad. En arcillas, donde la fricción (adhesión) permanece constante con la profundidad, el esfuerzo promedio será la mitad del de la superficie. En arenas, donde la fricción aumenta linealmente con la profundidad, el esfuerzo promedio equivalente será dos tercios del valor de superficie. Por lo tanto, para un pilote de longitud  $L$  y sección  $A_p$ , el esfuerzo promedio equivalente será:

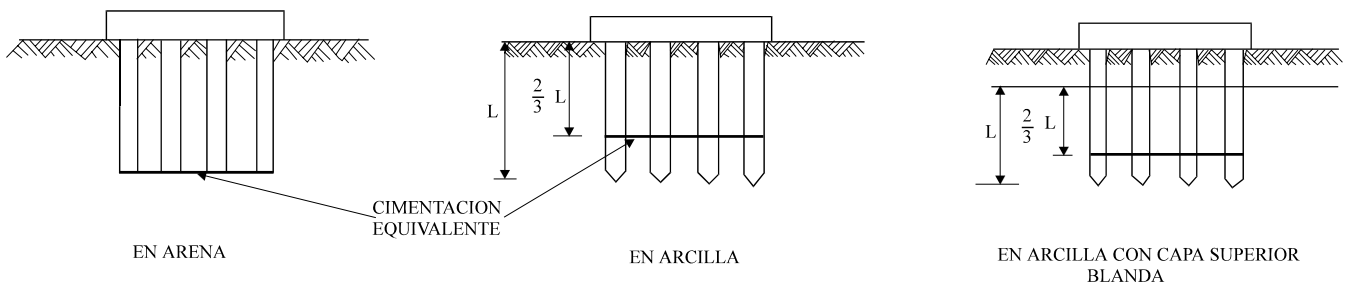
$$\text{en arcillas} \quad \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \left( \frac{Q_b + \frac{1}{2} Q_s}{Q_u} \right)$$

$$\text{en arenas} \quad \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \left( \frac{Q_b + \frac{2}{3} Q_s}{Q_u} \right)$$

y la compresión elástica del pilote será:

$$\rho_e = \frac{\sigma_{pr} L}{E_p}$$

donde  $E_p$  es el módulo de Young para el material del pilote en la dirección longitudinal.



**Figura 3.5: Método simplificado para estimar el asentamiento el grupo de pilotes mediante la cimentación profunda equivalente**

## 4.0 FORMULAS DE HINCA

Las fórmulas de hincado de pilotes tratan de relacionar la capacidad portante de un pilote con su resistencia al hincado. Aunque desacreditadas por muchos ingenieros, las fórmulas de hincado todavía se utilizan en el sitio, como una verificación de las predicciones de diseño utilizando la mecánica de suelos. No se recomienda el empleo de las fórmulas de hincado en el diseño de pilotes; sin embargo, a pesar de sus limitaciones puede utilizarse para ayudar al ingeniero a evaluar las condiciones del terreno en un pilotaje, revelando probablemente variaciones que no fueron aparentes durante la investigación de campo. Las capacidades de carga de pilotes determinadas en base a las fórmulas de hincado no son siempre confiables. Deben estar apoyadas por experiencia local y ensayos; se recomienda precaución en su utilización.

Existe un gran número de fórmulas de hincado, tal como la muy conocida fórmula del Engineering News Record. La Tabla 4.1 de US Navy (1982) recomienda el empleo de fórmulas de hincado según el martillo a ser utilizado. Estas fórmulas pueden utilizarse como una guía para estimar las capacidades admisibles de los pilotes y como control de construcción cuando están complementadas por ensayos de carga.

**Tabla 4.1: Fórmulas Básicas de Hincado de Pilotes (Design Manual DM 7.2, 1982)**

Para martillos en caída libre	Para martillos de acción simple	Para martillos de doble acción diferencial
$(Q_v)_{ad}^c = \frac{2 WH}{S+1}$	$(Q_v)_{ad}^{a,c} = \frac{2 WH}{S+0.1}$	$(Q_v)_{ad}^a = \frac{2 E}{S+0.1}$
	$(Q_v)_{ad}^{b,c} = \frac{2 WH}{S+0.1 \frac{W_D}{W}}$	$(Q_v)_{ad}^b = \frac{2 E}{S+0.1 \frac{W_D}{W}}$

- a = usar cuando los pesos hincados son menores que los pesos del martillo.
- b = usar cuando los pesos hincados son mayores que los pesos del martillo.
- c = fórmula de hincado de pilotes basada en la fórmula de Engineering News.
- $(Q_v)_{ad}$  = carga admisible del pilote en libras.
- W = peso del martillo en libras.
- H = altura efectiva de caída en pies.
- E = energía real liberada por el martillo por golpe en pie-libra.
- S = promedio neto de penetración en pulgadas por golpe para las últimas 6 pulgadas del hincado.
- $W_D$  = pesos hincados incluyendo el pilote.
- Nota : la relación de pesos ( $W_D / W$ ) debe ser  $< 3$ .

## 5.0 ENSAYO DE CARGA EN PILOTES

### 5.1 Generalidades

La única manera segura de saber si un pilote es capaz de soportar la carga requerida, es ejecutar un ensayo de carga. Este ensayo también puede utilizarse para medir las

características de carga-deformación del pilote. En un trabajo de pilotaje, uno o más pilotes se ensayan; los pilotes de ensayo se seleccionan de manera aleatoria entre los pilotes que se están instalando o pilotes especiales pueden hincarse con antelación para verificar el diseño.

La prueba de carga se realiza generalmente por las siguientes razones, Vesic (1977):

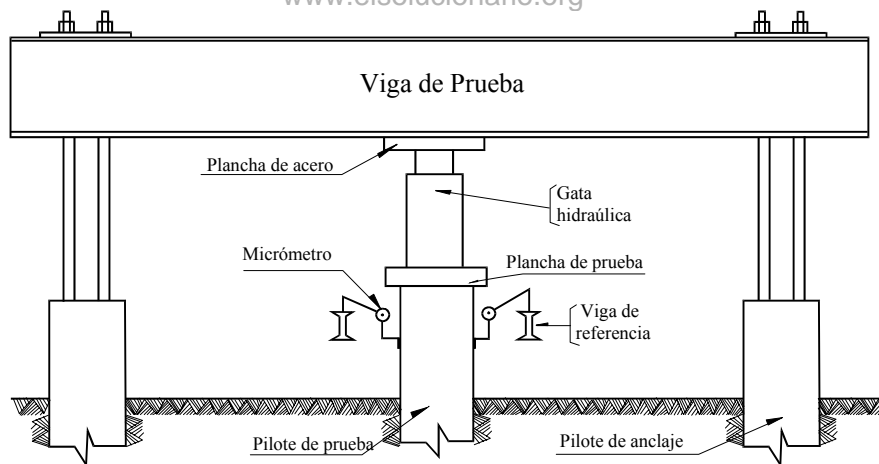
- 1° Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga-asentamiento) corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- 2° Que la carga última actual del pilote no es menor que la carga última calculada y que fue usada como base en el diseño de la cimentación.
- 3° Obtener datos del suelo deformado y facilitar el diseño de otro pilote.
- 4° Determinar el comportamiento carga-asentamiento de un pilote, especialmente en la región de carga de trabajo.
- 5° Para indicar la dureza estructural del pilote.

## **5.2 Formas y Tipos de Aplicación de Carga**

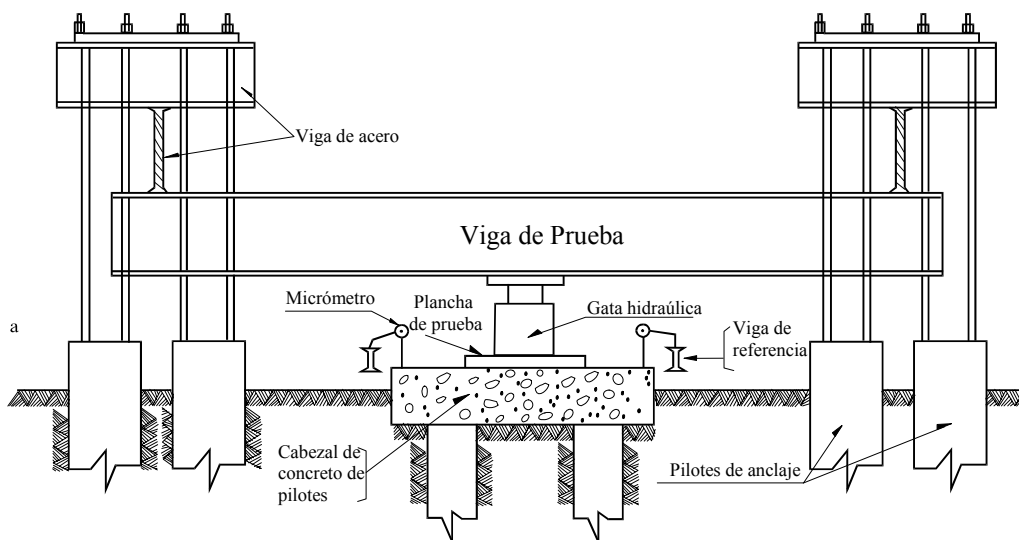
Los equipos para aplicar la carga a compresión pueden ser los de la norma ASTM-D-1143-81. "Pilotes bajo Carga Axial Estática de Compresión", u otros, construidos de tal forma que la carga sea aplicada al eje central y longitudinal del pilote; el equipo del sistema de carga incluye una gata hidráulica, una bomba hidráulica y manómetros. La norma ASTM menciona los siguientes arreglos o dispositivos para aplicar la carga al pilote:

- 1) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a un marco de reacción anclado. Puede realizarse de dos formas, con pilotes de anclaje o con anclaje enterrado.
  - a. Pilotes de anclaje.

Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje a cada lado del pilote de prueba de tal forma que proporcionen adecuada capacidad de reacción. Dichos pilotes estarán ubicados a una distancia libre del pilote de prueba de al menos 5 veces el mayor diámetro del pilote de prueba, pero no menor que 2 mts. Sobre los pilotes de anclaje va una viga de prueba de medida y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva, esta viga está sujeta por conexiones diseñadas para transferir la carga a los pilotes. Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba existe una luz suficiente para poder colocar la gata hidráulica y dos planchas de acero de espesor mínimo de 2"; el sistema trabaja al reaccionar la gata hidráulica al cargar el pilote, transmitiendo esta carga (mediante la viga de reacción) a un par de pilotes de anclaje. La Figura 5.1 muestra este tipo de arreglo.



a) Pilote simple



b) Grupo de pilotes

**Figura 5.1 : Sistema de marco de reacción para pilotes de anclaje**

## b. Anclaje enterrado.

Usualmente transfieren la reacción a estratos más duros debajo del nivel de la punta del pilote, pudiendo ser puestos más cercanamente al pilote de prueba. La Figura 5.2 presenta este tipo de arreglo.

## 2) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a caja o plataforma cargada.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre el pilote o grupo de pilotes una viga de prueba de medidas y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva bajo carga, permitiendo espacio suficiente entre el cabezal del pilote y el fondo de la viga para poder ubicar las planchas y la gata; los extremos de la viga se deben soportar sobre cajones temporales.



Se centra una caja o plataforma sobre la viga de prueba, la cual estará soportada por durmientes ubicadas tan lejos como sea posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menor que 1.5 mts de luz entre caras. La carga de la caja o plataforma será de material apropiado tal como suelo, roca, concreto o acero. Con este dispositivo de carga la gata hidráulica reacciona frente a esta carga como lo muestra la Figura 5.3.

3) Carga aplicada directamente a un pilote o grupo de pilotes.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre la plancha de acero una viga de prueba de peso conocido y suficiente medida y resistencia, con los extremos soportados sobre durmientes temporales; centrar una plataforma de peso conocido sobre la viga, esta plataforma es soportada por durmientes ubicadas a una distancia libre no menor de 1.5 mts. La carga de la plataforma puede ser con acero o concreto. La Figura 5.4 muestra este arreglo.

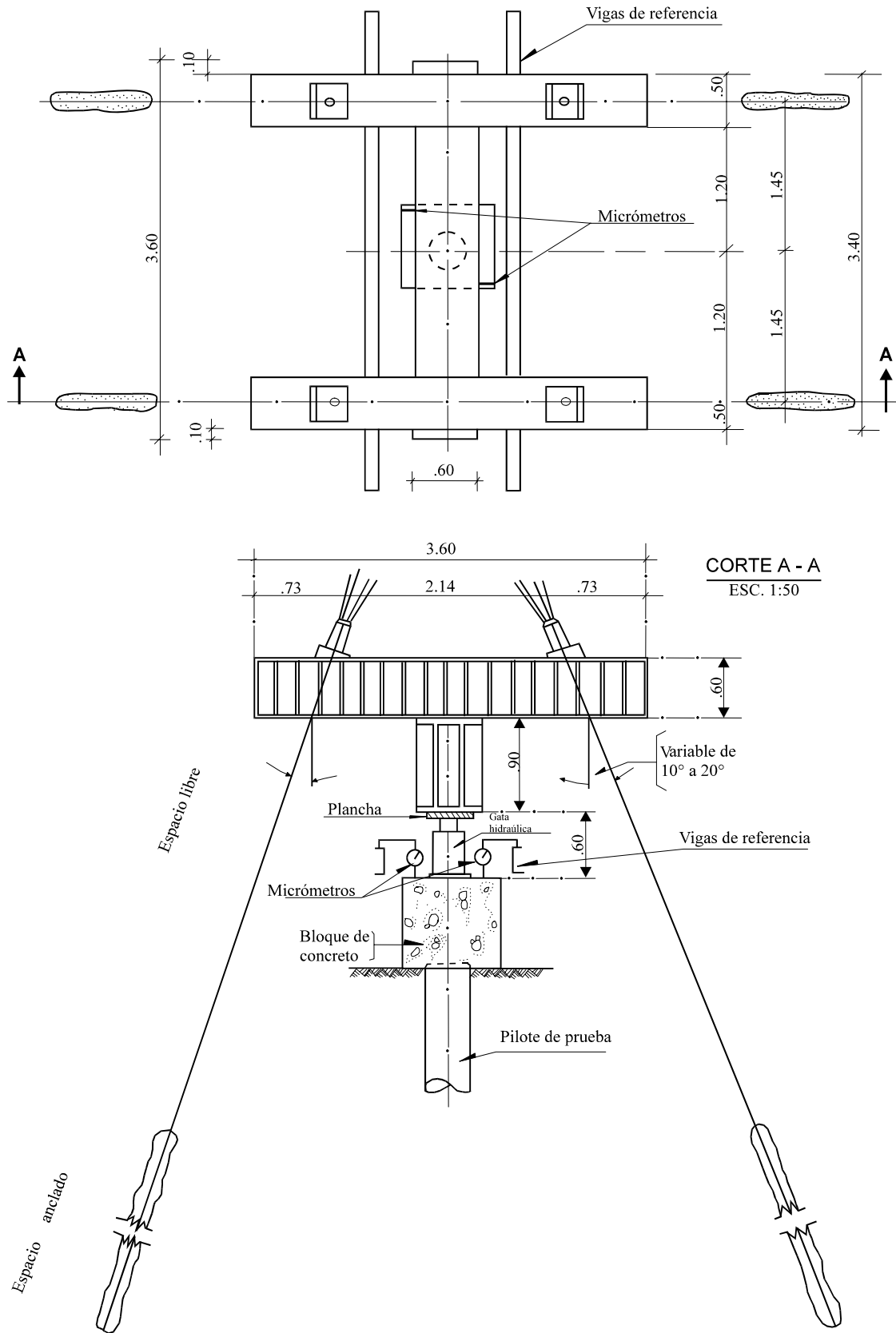
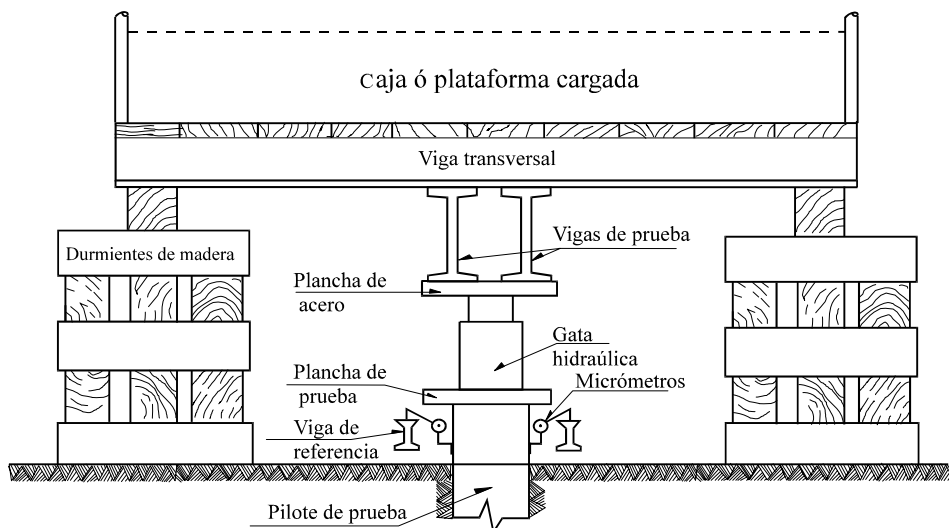
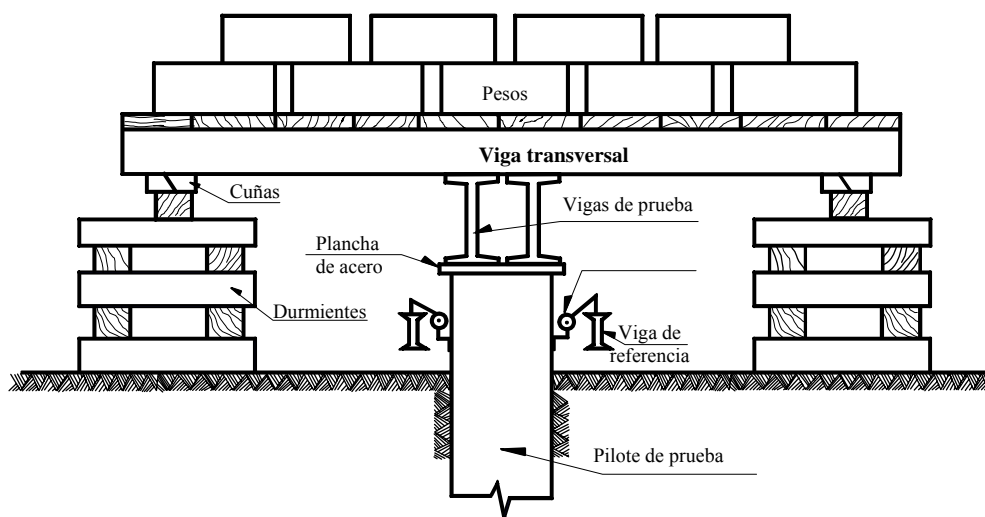


Figura 5.2: Prueba de carga con anclajes enterrados



**Figura 5.3: Sistema de aplicación de carga por gata hidráulica actuando frente a plataforma cargada**



**Figura 5.4: Sistema de aplicación de carga directamente al pilote usando una plataforma cargada**

En lo referente al asentamiento de la cabeza del pilote, éste se puede medir de tres formas:

- Nivelación directa con referencia a un datum fijado (BM).
- Por un alambre sostenido bajo tensión entre dos soportes y pasando a través de una escala pegada al pilote de prueba.
- Por medio de vigas de referencia una a cada lado del pilote de prueba, las cuales tienen un mínimo de dos deformómetros, con las espigas paralelas al eje longitudinal del pilote y soportada por orejas firmemente pegadas sobre los lados del pilote debajo de la plancha de prueba; alternativamente, los dos deformómetros podrían montarse en lados opuestos del pilote de prueba, pero encima de las vigas de referencia; estos deformómetros deberían tener una precisión de al menos 0.01 pulgadas (0.25 mm).

### 5.3 Procedimiento de Carga

Existen diversos tipos de procedimientos de carga, la norma ASTM-D-1143-81 resume la mayoría de éstos, pero tan sólo se presentarán los más comunes, que son:

- a) Prueba de carga mantenida.
- b) Razón de penetración constante.

- c) Prueba de carga mantenida.-

LLamada también ML y es el denominado por el ASTM-D-1143-81 como el procedimiento estándar de carga; el procedimiento a seguir es el siguiente: Siempre y cuando no ocurra la falla primero, cargar el pilote hasta 200% de su carga de diseño, aplicando la carga en incrementos del 25% de la carga de diseño del pilote. Mantener cada incremento de carga hasta que la razón de asentamiento no sea más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm)/hora, pero no mayor que 2 horas. Si el pilote de prueba no ha fallado, remover la carga de prueba total en cualquier momento después de 12 horas si el asentamiento del tope sobre un período de 1 hora no es más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm); si ocurre lo contrario, permita que la carga total permanezca sobre el pilote por 24 horas. Después del tiempo requerido de espera, remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga total con 1 hora entre decrementos. Si la falla del pilote ocurre, continúe aplicando carga con la gata al pilote hasta que el asentamiento sea igual al 15% del diámetro del pilote o dimensión diagonal.

- d) Razón de penetración constante.-

Fue un método desarrollado por Whitaker en 1957 para modelos de pilotes (pilotes de prueba preliminares) y posteriormente usado para ensayos de pilotes de tamaño natural; este método también es llamado CRP y tiene la ventaja de ser rápido en su ejecución, no dando tiempo a la consolidación del terreno. El método consiste en hacer penetrar el pilote a una velocidad constante y medir continuamente la fuerza aplicada en la cabeza del pilote para mantener la razón de aplicación. La norma ASTM-D-1143-81 especifica que la razón de penetración del pilote debe ser de: 0.01 a 0.05 pulgadas (0.25 a 1.25 mm)/min. en suelo cohesivo y 0.03 a 0.10 pulgadas (0.75 a 2.5 mm)/min. en suelo granular.

### 5.4 Criterios de Carga de Falla

El criterio más usado para definir la carga de rotura en un gráfico carga vs. asentamiento, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura.

Otra observación hecha a este criterio, es que frecuentemente la escala adoptada para el trazado carga vs. asentamiento no es escogida con criterio bien definido. Para uniformizar los criterios de escala, se ha sugerido que la curva carga vs. asentamiento sea escogida de tal forma que la recta que corresponde a la deformación elástica del pilote PL/AE forme un ángulo de 20° con la horizontal. Sin embargo éste no es criterio reglamentado, y en vista de que en mecánica de suelos no existe un criterio uniforme para establecer la carga de rotura se mencionarán algunos de estos criterios.

Los criterios recopilados por Vesic (1975) son:

- 1° Limitando el asentamiento total
  - a) absoluto: 1" (25.4 mm) (Holanda, Código de Nueva York).
  - b) relativo: 10% del diámetro del pilote (Inglaterra)
  
- 2° Limitando el asentamiento plástico
  - a) 0.25 pulgada (6.35 mm) (AASHTO)
  - b) 0.33 pulgada (8.40 mm) (Magnel)
  - c) 0.50 pulgada (12.7 mm) (Código de Boston)
  
- 3° Limitando la relación asentamiento plástico/asentamiento elástico a 1.5 (Cristiani y Nielsen).
  
- 4° Relación máxima  $\frac{\text{Incremento asentamiento elástico}}{\text{Incremento asentamiento plástico}}$   
Szechy (1961).
  
- 5° Limitando la relación asentamiento/carga
  - a) Total 0.01 in/ton (California, Chicago).
  - b) Incremental 0.03 in/ton (Ohio)  
0.05 in/ton (Raymond Co).
  
- 6° Limitando la relación asentamiento plástico/carga
  - a) Total 0.01 in/ton (New York)
  - b) Incremental 0.03 in/ton (Raymond Co).
  
- 7° Relación máxima  $\frac{\text{Incremento asentamiento}}{\text{Incremento de carga}}$  Vesic (1963)
  
- 8° Curvatura máxima de la curva log W/log Q (De Beer, 1967)
  
- 9° Postulado de Van der Veen (1953)  $W = \beta \ln \left(1 - \frac{Q}{Q_{\max}}\right)$

Fellenius (1980) recopiló varios criterios de falla aplicables al gráfico carga vs. asentamiento.

- a) Método de Davisson.- La carga límite propuesta es definida como la carga que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote por un valor X dado por:

$$X = 3.8 + \frac{D}{120}$$

donde:

D = diámetro (mm)

X = en (mm)

El método de Davisson se aplica a ensayos de velocidad de penetración constante, si se aplica a ensayos con carga mantenida, resulta conservador.

b) Método de Chin.-

Se admite que la curva carga-asentamiento cerca a la rotura es hiperbólica. En este método el asentamiento es dividido por su correspondiente carga y el gráfico pasa a ser una curva de asentamiento/carga vs. asentamiento. Los puntos obtenidos tienden a formar una recta y la inversa de la pendiente es la carga de rotura. Este método se aplica a pruebas rápidas o lentas, ya que el tiempo de aplicación de los estados de carga es constante.

c) Método de De Beer.-

La curva carga vs. asentamiento es llevada a un gráfico log-log. Para los valores de carga mayores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura.

d) Criterio de 90% de Brinch-Hansen.-

La carga de rotura será aquella cuyo asentamiento es el doble del asentamiento medido para una carga que corresponde al 90% de la carga de rotura.

e) Método de Fuller y Hoy.-

De acuerdo a este criterio, la carga de rotura es aquella que corresponde al punto en la curva carga-asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 in/ton.

f) Método de Butler y Hoy.-

La carga de rotura es definida como aquella correspondiente al punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva y que tenga una inclinación de 0.05 in/ton. y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva.

En las Figuras 5.5 y 5.6 se presenta la descripción gráfica de los distintos criterios para evaluar la carga de falla.

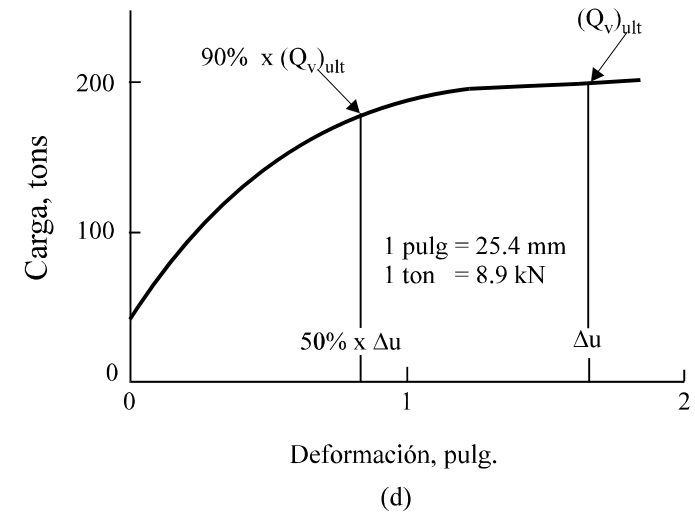
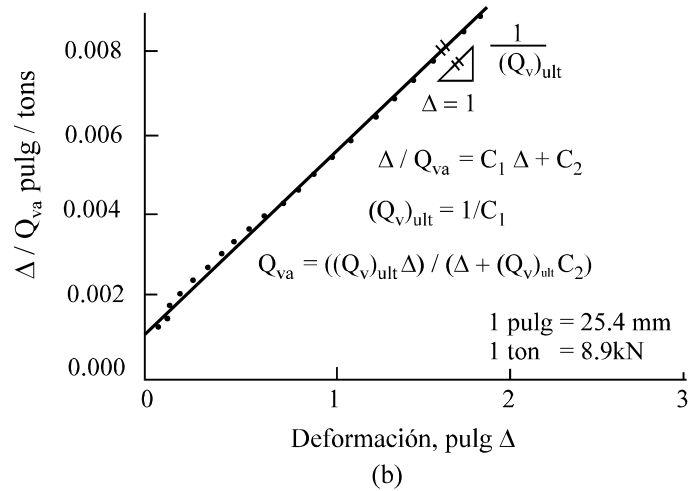
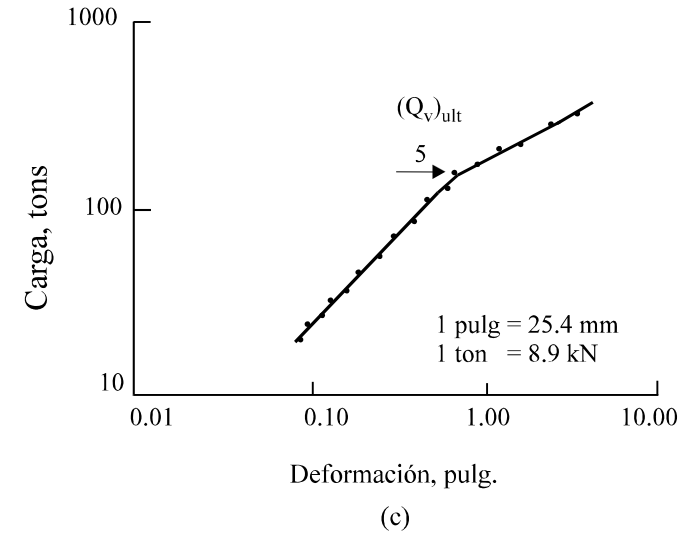
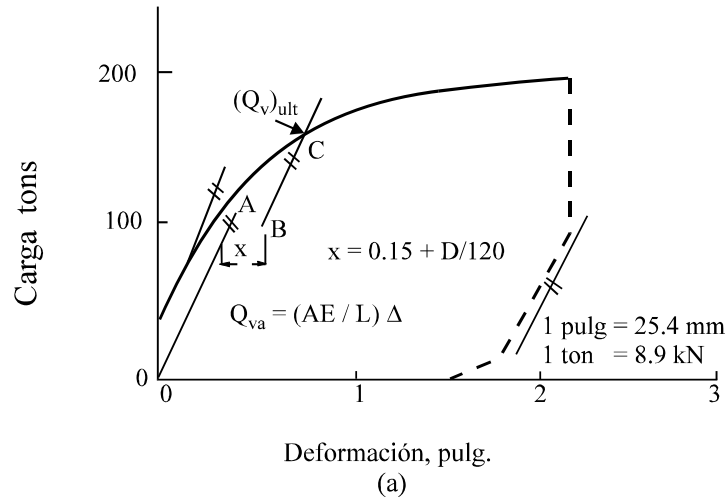
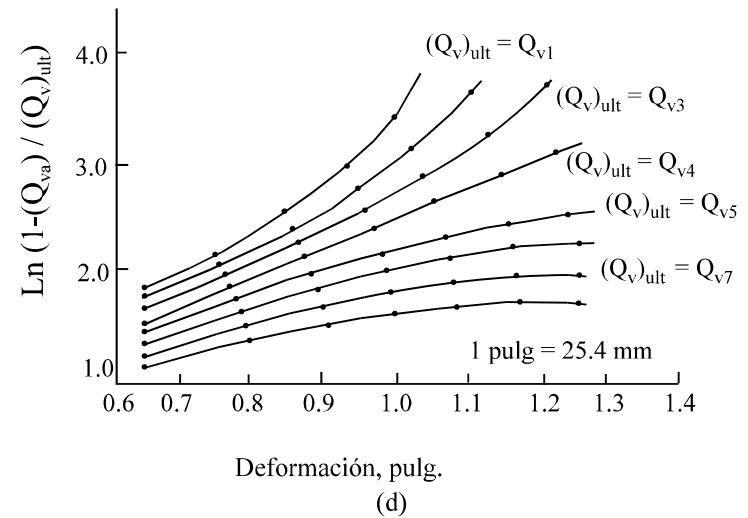
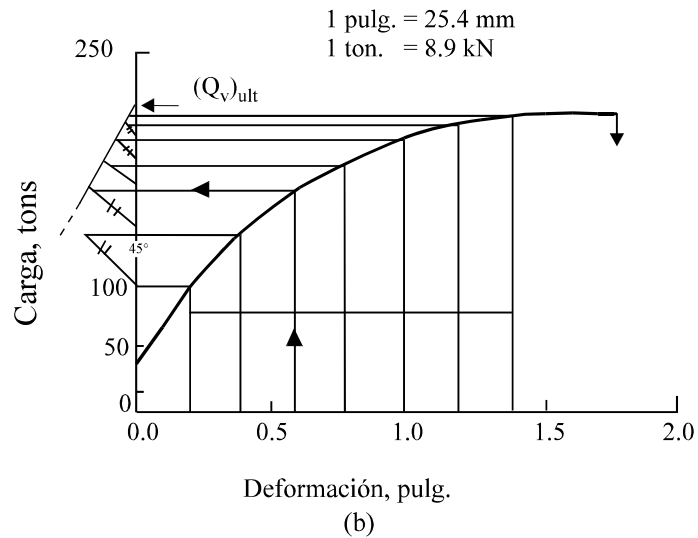
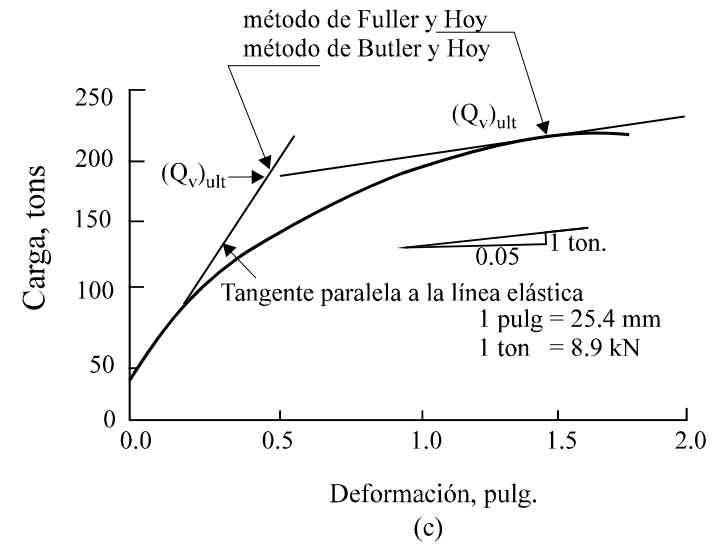
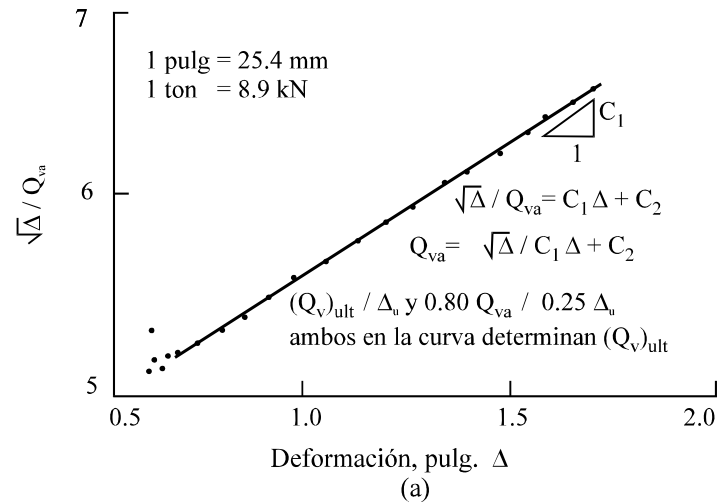


Figura 5.5: EVALUACION DE ENSAYOS DE CARGA: a) método de Davisson b) método de Chin c) método de de Beer d) método de Hansen al 90%



**Figura 5.6: EVALUACION DE ENSAYOS DE CARGA: a) método de Hansen al 80% b) método de Mazurkiewicz c) método de Fuller y Hoy y Butler y Hoy d) método de Vander Veen**



## REFERENCIAS

- 1) Aoki N. y Velloso D.A. (1975), "Un Método Aproximado para Calcular la Capacidad de Carga de Pilotes", V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, Argentina, pp 367-376.
- 2) Berezantsev V.G. (1961), "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", 5th International Conference on Soil Mechanics, Paris.
- 3) Bortolucci A.A., Albiero J.H. y Gonzaga S.C. (1988), "Programa para Cálculo de Capacidade de Carga em Estacas Fórmulas Empíricas", Simposio sobre Aplicaciones de Microcomputadores en Geotecnia, Microgeo 88, Brasil.
- 4) Broms B. (1966) "Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles, a Summary", Sols-Soils, Vol. 5.
- 5) Carter M. (1983), "Geotechnical Engineering Handbook", Pentech Press, London.
- 6) Decourt L. (1982), "Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT", 2nd European Symposium of Penetration Testing, Amsterdam.
- 7) Decourt L. y Quaresma A.R. (1978), "Capacidad de Carga de Pilotes a partir de Valores de SPT", 6to. Congreso Brasileiro de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro.
- 8) De la Cruz J.C. (1988), "Cimentaciones Piloteadas. Análisis y Diseño", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 9) Fellenius B.T. (1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests", Ground Engineering, September, pp 19-31.
- 10) Guillén N. (1993), "Capacidad Última de Carga de Pilotes en Carga Axial", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 11) Meyerhof G.G. (1952), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol. 2, No. 4.
- 12) Meyerhof G. G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, GT3, pp 195-228.
- 13) NAVFAC DM-7 (1982), "Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, U.S. Navy.
- 14) Nordlund R.L. (1963), "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", JSMFD, ASCE, May.
- 15) Nordlund R.L. (1982), "Dynamic Formula for Pressure Injected Footings", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, GT3, pp 419-437.

- 16) Nottingham L.C. y Renfro R.H. (1972), "A Computer Program to Estimate Pile Load Capacity from Standard Penetration Test Results", Florida Department of Transportation, Research Bulletin 121-B.
- 17) Nottingham L.C. (1975), "Use of Quasi-Static Friction Cone Penetrometer Data to Predict Load Capacity of Displacement Piles ", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Florida, USA.
- 18) Poulos H.G. y Davis E.H. (1974), "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley, New York.
- 19) Poulos H.G. y Davis E.H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley, New York.
- 20) Prakash S. y Sharma H.D. (1990), "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- 21) Schmertmann J. (1967), "Guidelines for Use in the Soil Investigation and Design of Foundations for Bridge Structures in the State of Florida", Florida Department of Transportation, Research Bulletin 121.
- 22) Sayed S.M. y Bakeer R.M. (1992), "Efficiency Formula for Pile Groups", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 2, pp 278-300.
- 23) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1989). "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", Mexico D.F.
- 24) Tomlinson M.J. (1975), "Foundation Design and Construction", Pitman, London.
- 25) Tomlinson M.J. (1987), "Pile Design and Construction Practice", E & FN SPON, Londres.
- 26) Van Weele A.F. (1957), "A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-friction and Point-resistance", Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, pp 76-80.
- 27) Velloso P.P.C. (1982), "Cimentaciones - Aspectos Geotécnicos", Vol. 3, Pontificia Universidad Católica, Río de Janeiro.
- 28) Vesic A.S. (1977), "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- 29) Whitaker T. (1957), "Experiments with Model Pile Group", Geotechnique, Vol. 7.

## ANEXO

### PROGRAMA DE COMPUTO PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL

#### 1.0 INTRODUCCION

El programa está basado en la utilización de fórmulas empíricas para el cálculo de la capacidad última de pilotes individuales. Estas fórmulas se aplican a tipos de suelos agrupados de acuerdo a la clasificación propuesta por Aoki-Velloso (1975). P.P. Velloso (1982) establece correlaciones sólo para suelos de dos clases y Meyerhof (1976) sólo se aplica a suelos no cohesivos y limos no plásticos. Los factores de seguridad los proporciona el usuario y se usan en todas las fórmulas con excepción de la de Decourt-Quaresma, donde el FS es 1.3 para carga por fricción y 4.0 para carga por punta. El programa fue presentado originalmente por Bortolucci et al (1988) y modificado por Guillén (1993).

#### 2.0 SIMPLIFICACIONES ADOPTADAS

Se adoptan en el programa las siguientes simplificaciones:

- (1) El valor del ensayo SPT en el primer metro del sondaje siempre se considera igual a cero :  $SPT(0) = 0$ .
- (2) El valor de SPT se relaciona al metro inmediatamente inferior, es decir SPT (1) corresponde a un intervalo entre 1.0 y 2.0 m. de profundidad del sondaje.
- (3) En la transición de estratos se adoptan los parámetros del estrato superior, si la transición ocurre después de 0.5 m.; en caso contrario, los parámetros que se adoptan son del estrato inferior y el valor del SPT será el que corresponde al metro subsiguiente. Con relación a la última simplificación, es importante un análisis más cuidadoso de los resultados en los niveles de transición y también evitar la introducción de estratos menores que un metro de espesor.

#### 3.0 PARAMETROS GENERALES DE ENTRADA DE DATOS

Los datos comunes de entrada para todos los métodos del programa son: número de estratos, profundidad del sondaje, profundidad final de cada estrato, código de suelo de cada estrato (propuesto por Aoki-Velloso), peso específico efectivo de cada estrato, valores del ensayo SPT para cada metro y el factor de seguridad, (no se aplica a la fórmula de Decourt Quaresma, la que fija 1.3 para carga lateral y 4.0 para carga por punta).

Los factores de correlación indicados en la Tabla A-1, son definidos por el propio programa, en función al tipo de suelo.

Con relación a las características del pilote se establecen los siguientes datos: cota superficial del pilote, diámetro del fuste (o dimensión del lado en el caso de una sección cuadrada) y el diámetro de la base, en caso de un alargamiento de la misma

**Tabla A-1: Factores de Correlación**

TIPO DE SUELO	CODIGO	AOKI-VELLOSO			DECOURT-QUARESMA	P.P.VELLOSO (*)		
		Kp (KPa)	$\alpha$ (%)	KI (KPa)	K (KPa)	a (KPa)	b'	a' (KPa)
Arena	100	1000	1.4	14.00	400	600	1.00	5.0
Arena Limosa	120	800	2.0	16.00	400	500	1.00	8.5
Arena Limosa-Arcillosa	123	700	2.4	16.80	400	500	1.00	8.5
Arena Arcillosa	130	600	3.0	18.00	400	500	1.00	8.5
Arena Arcillosa-Limosa	132	500	2.8	14.00	400	500	1.00	8.5
Limo	200	400	3.0	12.00	200	430	1.00	10.0
Limo Arenoso	210	550	2.2	12.10	250	430	0.87	10.0
Limo Arenoso-Arcilloso	213	450	2.8	12.60	250	430	0.87	10.0
Limo Arcilloso	230	230	3.4	7.82	200	430	1.00	10.0
Limo Arenoso-Arcilloso	231	250	3.0	7.50	200	430	1.00	10.0
Arcilla	300	200	6.0	12.00	120	250	1.00	6.3
Arcilla Arenosa	310	350	2.4	8.40	120	250	1.00	6.3
Arcilla Arenosa-Limosa	312	300	2.8	8.40	120	250	1.00	6.3
Arcilla Limosa	320	220	4.0	8.80	120	250	1.00	6.3
Arcilla Limosa-Arenosa	321	330	3.0	9.90	120	250	1.00	6.3

(\*) el parámetro b se asume igual a 1.00 para todos los suelos.

Los métodos usados son los siguientes:

#### (1) METODO DE AOKI-VELLOSO

La entrada de datos para el cálculo basado en el método de Aoki-Velloso se empieza a través de los parámetros relativos al tipo de pilote F1 y F2. Estos valores son proporcionados por el usuario y se indican en la Tabla A-2.

**Tabla A-2 : Parámetros Relativos al Tipo de Pilote : Aoki - Velloso**

TIPO DE PILOTE	F1	F2
FRANKI	2.50	5.0
ACERO	1.75	3.5
CONCRETO	1.75	3.5
STRAUSS	1.70	3.0
PREMOLDEADO	$1 + \frac{D(\text{cm})}{80}$	2F1
EXCAVADO	3.00	6.0

Los resultados son proporcionados desde 1.00 a 2.00 m. de longitud del pilote hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas son las siguientes:

$$R_l = \frac{A_{l1}}{F2} \times \sum_{i=CA}^L (N_i \times K_{li})$$

$$R_p = A_p \times \frac{K_p \times N_p}{F1}$$

Donde:

- $R_l$  = resistencia lateral
- $A_{l1}$  = área lateral por metro lineal de pilote
- $N_i$  = SPT en el punto i
- $K_{li}$  =  $\alpha_i \times K_l$  (factor de correlación)
- CA = cota superficial del pilote
- L = penetración del pilote
- $R_p$  = resistencia por punta
- $A_p$  = área de la punta
- $K_p$  = factor de correlación
- $N_p$  = SPT de la punta

## (2) METODO DE DECOURT-QUARESMA

No existe entrada de datos específicos y los resultados se presentan para longitudes del pilote desde 1.00 m. hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_l = 10 \times p \times L \times \left[ \frac{|\bar{N}|_{CA}^L}{3} + 1 \right]$$

$$R_p = A_p \times K \times |\bar{N}|_{P-1}^{P+1}$$

Donde:

- $|\bar{N}|_{CA}^L$  = SPT promedio a lo largo del fuste
- p = perímetro del pilote
- K = factor de correlación

$\left| \overline{N} \right|_{P-1}^{P+1}$  SPT promedio en una longitud de 3.0 m. próximos a la punta (1.0 m. encima de la punta, en la punta y 1.0 m. debajo de la punta).

### (3) METODO DE PEDRO PAULO VELLOSO

Se empieza la entrada de datos con los valores de "**lambda**" y "**theta**", que son los factores relativos de carga del pilote y el tipo de pilote. Los valores propuestos son:

PILOTE EN TRACCION	$\lambda = 0.7$
PILOTE EN COMPRESION	$\lambda = 1.0$
PILOTE HINCADO	$\theta = 1.0$
PILOTE EXCAVADO	$\theta = 0.5$

El programa genera el valor de "**β**":

$$\beta = 1.016 - \frac{0.016 * D_e}{0.035}$$

El valor de β es menor que 0.2 y D<sub>e</sub> es el diámetro efectivo del pilote. Los resultados se presentan desde una profundidad de "**8D<sub>e</sub>**" hasta una profundidad de "**3.5D<sub>e</sub>**" por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_l = A_{ll} \times \theta \times \lambda \times \sum_{i=CA}^L (a_i \times N_i^{b_i})$$

$$R_p = A_p \times \beta \times \theta \frac{\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_{P-8D_e}^P + \left| \overline{N_i^b a_i} \right|_P^{P+3.5D_e}}{2}$$

Donde:

$\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_{P-8D_e}^P$  = promedio de los productos N<sup>b</sup>.a desde 8D<sub>e</sub> por encima de la punta del pilote hasta la punta del pilote (b se adopta igual a 1)

$\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_P^{P+3.5D_e}$  = idem, desde la punta hasta 3.5 D<sub>e</sub> por debajo de la punta del pilote.

D<sub>e</sub> = diámetro efectivo del fuste del pilote.

### (4) METODO DE MEYERHOF

La entrada de datos comienza con los parámetros **Mm** y **Nm**, que son los factores relativos a la forma de ejecución del pilote. El autor propone:

TIPO DE PILOTE	Mn	Nm
FRANKI	6	1
PUNTA CONICA	3	1
HINCADO EN SUELOS NO COHESIVOS	2	1
HINCADO EN SUELOS COHESIVOS	> 2	1
EXCAVADO	1	0.3

Los resultados se presentan para longitudes de pilote de 1.0 m. hasta una profundidad de 2.0 m. por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_l = M_n \times A_{1l} \times \sum_{i=CA}^L N_i$$

$$R_p = N_m \times A_p \times Q$$

Donde:

Q = es el valor menor entre Q<sub>1</sub> y Q<sub>2</sub>

$$Q_1 = 10 \times T_s \times \left| \bar{N} \right|_{p+1}^{p+D_c}$$

Q<sub>2</sub> = es el valor mayor entre Q<sub>3</sub> y Q<sub>4</sub>

$$Q_3 = T_s \times \frac{Z_b}{D_e} \times \left| \bar{N} \right|_{p-Z_b}^{p-1}$$

$$Q_4 = \frac{T_s}{D_e} \times N_p$$

con:

T<sub>s</sub> = 40 KPa para suelos no cohesivos y

T<sub>s</sub> = 30 KPa para suelos limosos no plásticos y por extensión a todos los demás suelos

Z<sub>b</sub> = longitud del pilote limitada a 10 D<sub>e</sub>

El método de Meyerhof se presenta sin ó con corrección de los valores de SPT, en el último caso se emplean las siguientes fórmulas:

$$N_c = N \text{ para } \sigma' < 100 \text{ KPa}$$

$$N_c = 0.77 \times \log_{10} \frac{2000}{\sigma'} \times N \text{ para } \sigma' > 100 \text{ KPa}$$

Donde:

N<sub>c</sub> = SPT corregido

σ' = esfuerzo efectivo al inicio del metro considerado



# DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CARGA AXIAL DE PILOTES

Jorge E. Alva Hurtado <sup>(1)</sup>

Nilton Guillén Chávez <sup>(2)</sup>

## RESUMEN

Se presenta en este artículo la metodología utilizada para el diseño y verificación de pilotes en suelo fino, sometidos a carga axial. Además se presentan los resultados de un ensayo de carga ejecutado y su interpretación para determinar la carga admisible de los mismos. Los pilotes diseñados y verificados corresponden a la cimentación del Puente Killman, en Cochabamba, Bolivia.

Para el diseño de los pilotes según la metodología propuesta, se requiere la ejecución de un estudio geotécnico de cimentación que incluye ensayos de penetración estándar en el campo y ensayos de clasificación en el laboratorio. La capacidad última de carga se ha predicho mediante el empleo de fórmulas empíricas, para luego determinar la capacidad admisible en base a un factor de seguridad apropiado.

La verificación de la capacidad de carga de los pilotes se efectúa mediante ensayos de carga y fórmulas de hinca que se ejecutan en el campo. Adicionalmente en el diseño de los pilotes hay que considerar el factor de eficiencia de grupo y el asentamiento.

## INTRODUCCION

En este artículo se documenta la verificación de la carga axial de los pilotes existentes en los estribos este y oeste y la pila central del puente Killman, localizado en la ciudad de Cochabamba, Bolivia. El estudio se llevó a cabo como parte de la tarea de la Asociación PyV-GMI contratada por la Honorable Municipalidad de Cochabamba para supervisar la construcción de la obra (Alva Hurtado, 1992).

Se utilizaron los métodos de predicción de carga axial basados en fórmulas empíricas que utilizan resultados de ensayos de penetración estándar. También se ejecutó un ensayo de carga in-situ para determinar la capacidad de carga y asentamiento de los pilotes en el estribo este. Se calculó la eficiencia del grupo de pilotes y se evaluó el asentamiento individual y del grupo de pilotes. En este artículo tan sólo se presenta el análisis de carga axial de los pilotes individuales, considerando la predicción de la carga última y la carga de diseño y su verificación mediante un ensayo de carga.

---

(1) *Profesor Principal y Director del CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.*

(2) *Asistente de Investigación del CISMID-FIC-UNI*

## ANTECEDENTES

De acuerdo a la información disponible, en la cimentación del puente Killman existían en los estribos pilotes de concreto tipo Franki artesanal, con un diámetro de 0.45 m en el fuste, una longitud de 10.70 m y un diámetro en el bulbo no precisado. Se notaba en superficie la existencia de 19 pilotes en cada estribo, 5 de los cuales eran verticales y el resto inclinados. La superestructura del puente no había sido construida al iniciar el estudio de verificación de la cimentación.

En la cimentación de la pila central existían pilotes de concreto armado, prefabricados, que habían sido hincados en el terreno. Estos pilotes tenían una sección cuadrada de 0.30 m y una longitud de 8.60 metros. Existen 39 de estos pilotes en la cimentación de la pila central. No se pudo inspeccionar estos pilotes ya que se encontraban en el cauce del río.

El puente Killman se encontraba en construcción con diseño terminado; sin embargo, la Supervisión decidió revisar el diseño, comenzando por las características del terreno y la capacidad de carga de los pilotes existentes. La solución final fue rediseñar el puente con una estructura más ligera, compatible con las cargas y los asentamientos de los pilotes y grupos de pilotes determinados en este estudio. La Figura 1 presenta la estructura original del Puente Killman y su cimentación, así como las ubicaciones de los sondajes ordenados por la Supervisión para verificar la cimentación.

## ESTUDIO GEOTECNICO DE CIMENTACIÓN

Con el propósito de verificar las características de la cimentación, se ordenó la ejecución de tres sondajes con ensayos de penetración estándar en las ubicaciones de los estribos este y oeste y la pila central. Los trabajos fueron realizados por Méndez (1992) bajo la dirección de la Supervisión. La Figura 2 presenta los resultados de los ensayos de clasificación y los valores de N del ensayo de penetración estándar.

La estratigrafía en el área en estudio está constituida por suelos finos. En el estribo este existen capas alternadas de suelos limosos y arcillas, mientras que en la pila central y el estribo oeste el suelo es más uniforme, del tipo limoso de baja plasticidad. Los valores de N aumentan con la profundidad hasta 20-25 golpes/pie a los 20 metros. El nivel freático es superficial. Los sondajes se ejecutaron a rotación con el empleo de lodo bentonítico.

## PREDICCIÓN DE LA CARGA ULTIMA

La predicción de la carga última y de la carga admisible de los pilotes individuales se realizó mediante el programa de cómputo FEPC (Guillén, 1994), que incorpora los métodos de Aoki-Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978), Velloso (1982) y Meyerhof (1976). El programa requiere el conocimiento del perfil estratigráfico, los valores de N (golpes/pie) del ensayo SPT con profundidad, los parámetros de los distintos métodos involucrados, el tipo de pilote y sus dimensiones. El manual de usuario del programa de cómputo y las fórmulas empíricas utilizadas se presentan en Alva Hurtado (1993).

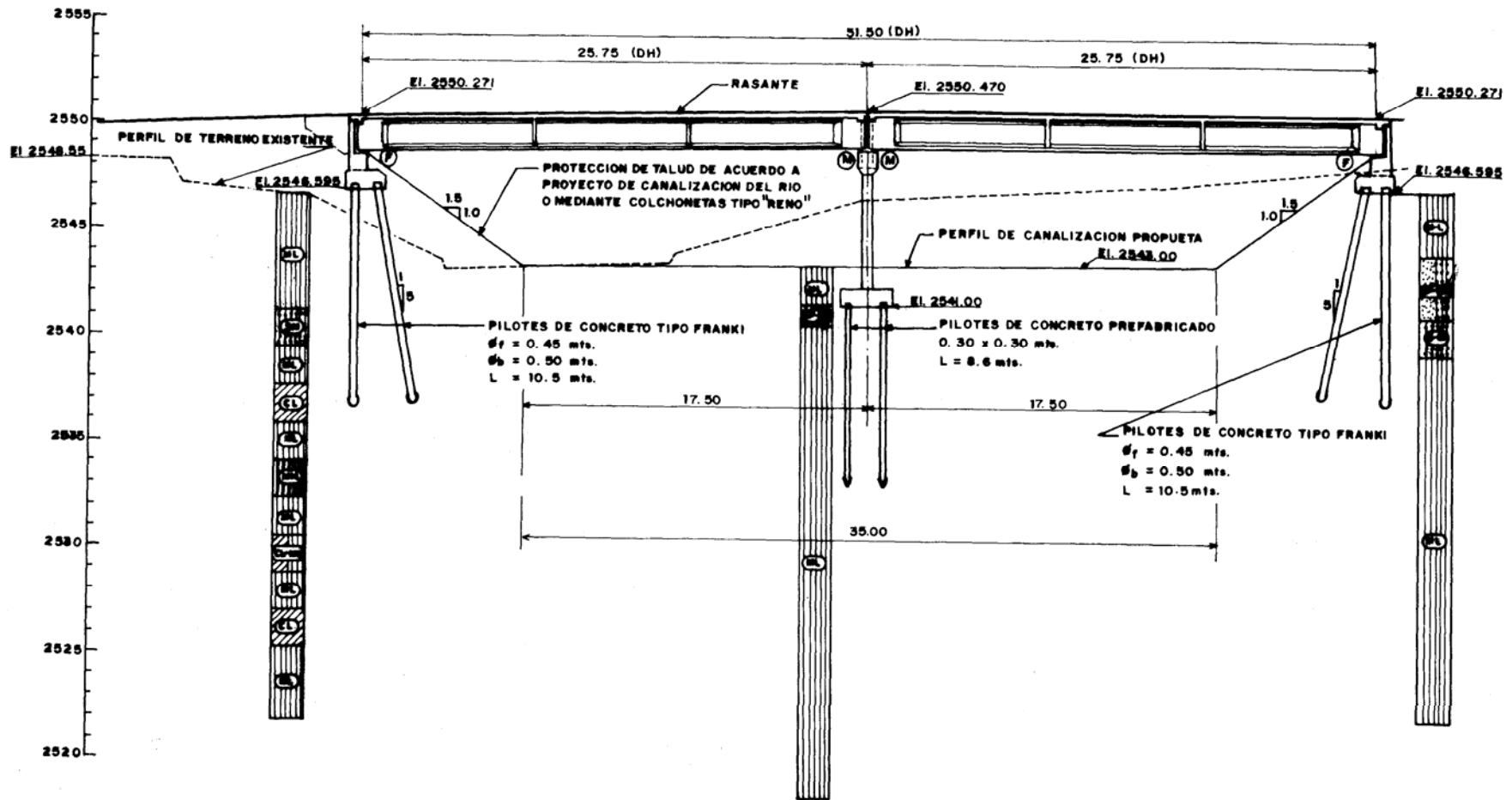
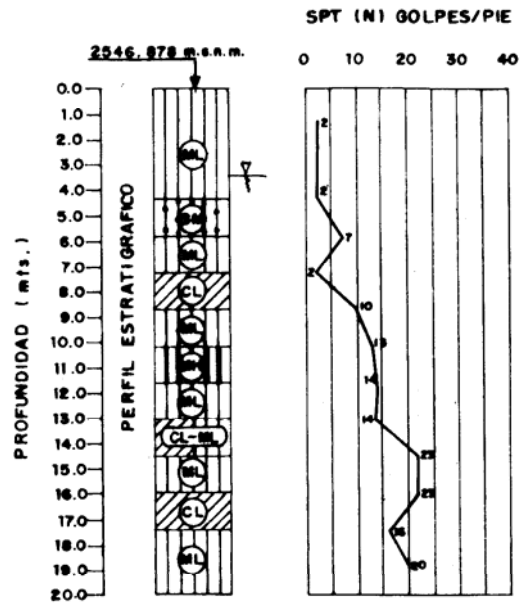
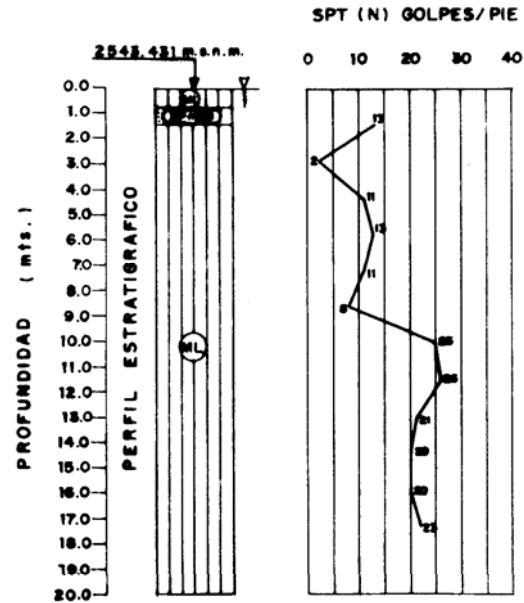


Fig. N° 1: ESTRUCTURAS ORIGINALES DEL PUENTE KILLMAN Y PERFIL ESTRATIGRAFICO INTEGRADO (Cochabamba, Bolivia)



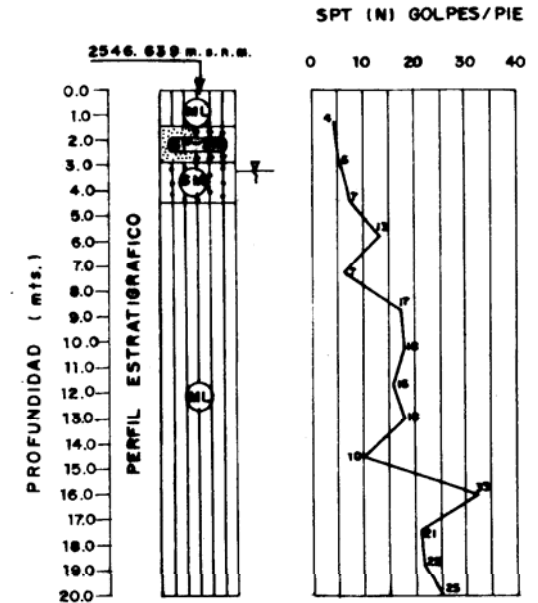
**(A) : SONDAJE ESTRIBO ESTE**

FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO-SEPTIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA.



**(B) : SONDAJE PILAR CENTRAL**

FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO SETIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA.



**(C) : SONDAJE ESTRIBO OESTE**

FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO-SEPTIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA.

Fig. N° 2: PERFILES ESTRATIGRAFICOS Y VALORES DE N (Golpes/pie) EN LOS ESTRIBO Y LA PILA CENTRAL DE PUENTE KILLMAN-COCHABAMBA-BOLIVIA

La predicción de la carga última de los pilotes en los estribos ha considerado un pilote de concreto tipo Franki artesanal, con un diámetro en el fuste de 0.45 m y diámetro en la punta variable. Se escogió el valor de 0.60 m como el más representativo. La longitud de los pilotes en los estribos se estimó en 10.70 metros en base a la documentación existente. La predicción de la carga última de los pilotes de la pila central ha considerado pilotes de concreto hincados con una sección cuadrada de 0.30 m y una longitud de 8.60 metros. La predicción de la capacidad admisible de los pilotes por carga axial considera un factor de seguridad de 2.5 para todos los métodos, a excepción del método de Decourt-Quaresma, que emplea un factor de seguridad de 1.3 para carga en el fuste y 4.0 para carga en la punta. El método de Meyerhof realiza los cálculos considerando o sin considerar la corrección de los valores de N por sobrecarga.

Con el propósito de comparar los resultados de los distintos métodos, se presenta en la Tabla 1 los resultados de la predicción de la carga última y la carga de diseño ( $FS = 2.5$ ) de los pilotes individuales del estribo este del puente Killman, en base al sondaje realizado en dicha zona. Se aprecia que el método de Aoki-Velloso presenta el valor más bajo de la carga de diseño para estas condiciones. Los pilotes del estribo oeste presentan valores mayores de carga, ya que el subsuelo tiene una mayor resistencia según el sondaje realizado en dicha zona. La predicción de la capacidad de carga de los pilotes de la pila central arrojó valores de diseño superiores a las 40 toneladas.

## ENSAYO DE CARGA

Con el propósito de verificar la carga última de los pilotes individuales del estribo este del puente Killman, los cuales arrojaron un valor menor de carga de diseño que los del estribo oeste, se ejecutó un ensayo de carga siguiendo la norma ASTM D-1143. El personal y los equipos para la ejecución del ensayo fueron de la localidad. La supervisión e interpretación del ensayo fueron realizados por los autores.

La Figura 3 presenta la ubicación del pilote vertical ensayado y la ubicación del sondaje utilizado en la predicción de la carga de diseño. La Figura 4 presenta los resultados del ensayo de carga en el pilote ensayado, siguiendo el procedimiento de la norma ASTM. La interpretación de la carga última del ensayo de carga fue realizada siguiendo los métodos de Davisson, Butler y Hoy, Fuller y Hoy y Vesic, que se documentan en Prakash y Sharma (1990). El método de Davisson define la carga última como aquella que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote en  $x = 3.8 + D/120$ , donde D es el diámetro del pilote en mm. El método de Butler y Hoy define a la carga de rotura como el punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva con una inclinación de 0.05 pulg/ton y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva. El método de Fuller y Hoy indica que la carga de rotura corresponde al punto en la curva carga-asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 pulg/ton. El método de Vesic establece un asentamiento de 1 pulgada que corresponde a la carga última.

La interpretación gráfica de estos métodos se presenta en la Figura 5 y los resultados en la Tabla 2. Se aprecia que la carga de diseño considera un factor de seguridad de 2.0 si es que se realiza el ensayo de carga. Los resultados de la aplicación de los métodos de

Davisson y Butler y Hoy son similares, siendo inferiores a los valores de los métodos de Fuller y Hoy y Vesic. Se concluye que los pilotes del estribo este tienen una carga individual de diseño de 30 toneladas.

**TABLA 1 RESULTADOS DE PREDICCIÓN DE LA CARGA ULTIMA DE PILOTES PUENTE KILLMAN  
FRANKI ARTESANAL ( $\phi = 0.45\text{ m}$   $\phi_b = 0.60\text{ m}$   $L = 10.7\text{ m}$ )**

Carga Ultima (toneladas)					
Método	Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma	P.P. Velloso	Meyerhof (SC)*	Meyerhof (CC)*
<b>Pilote</b>					
<b>Estribo Este</b>	<b>50.7</b>	<b>84.8</b>	<b>121.3</b>	<b>109.1</b>	<b>98.6</b>
<b>Carga Diseño (tons)</b> <b>FS = 2.5</b>	<b>20.3</b>	<b>33.9</b>	<b>48.5</b>	<b>43.7</b>	<b>39.5</b>

SC = Sin Corrección  
CC = Con Corrección

**TABLA 2 RESULTADOS DE INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE CARGA EN PILOTES PUENTE KILLMAN  
FRANKI ARTESANAL ( $\phi = 0.45\text{ m}$   $\phi_b = 0.60\text{ m}$   $L = 10.7\text{ m}$ )**

Carga Ultima (toneladas)				
Método	Davisson	Butler y Hoy	Fuller y Hoy	Vesic ( $\rho = 1''$ )
<b>Pilote</b>				
<b>Estribo Este</b>	<b>60</b>	<b>60.9</b>	<b>75.5</b>	<b>78</b>
<b>Carga Diseño (tons)</b> <b>FS = 2.0</b>	<b>30</b>	<b>30.5</b>	<b>37.8</b>	<b>39</b>

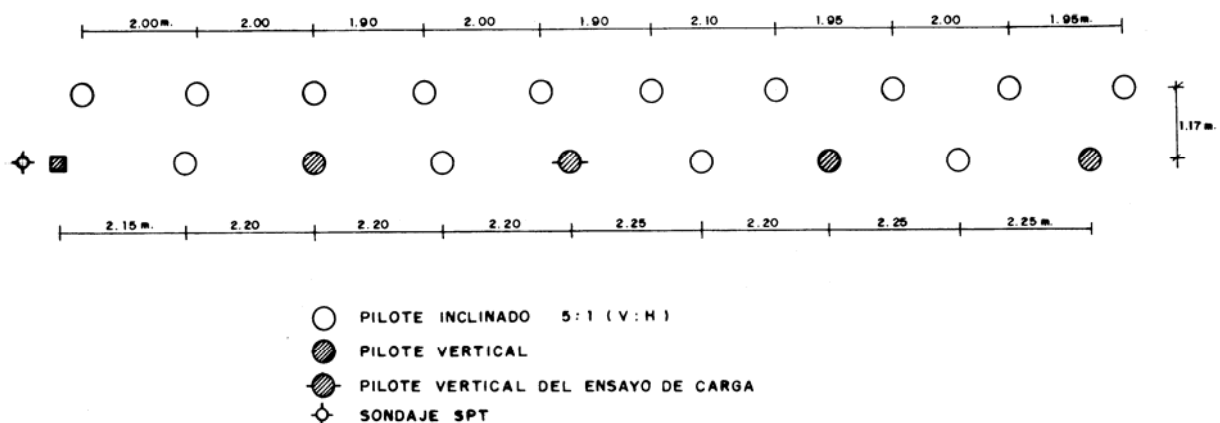


Fig. N° 3: UBICACION "IN SITU" DE LOS PILOTES TIPO FRANKI (Estribo Este Puente Killman, Cochabamba Bolivia)

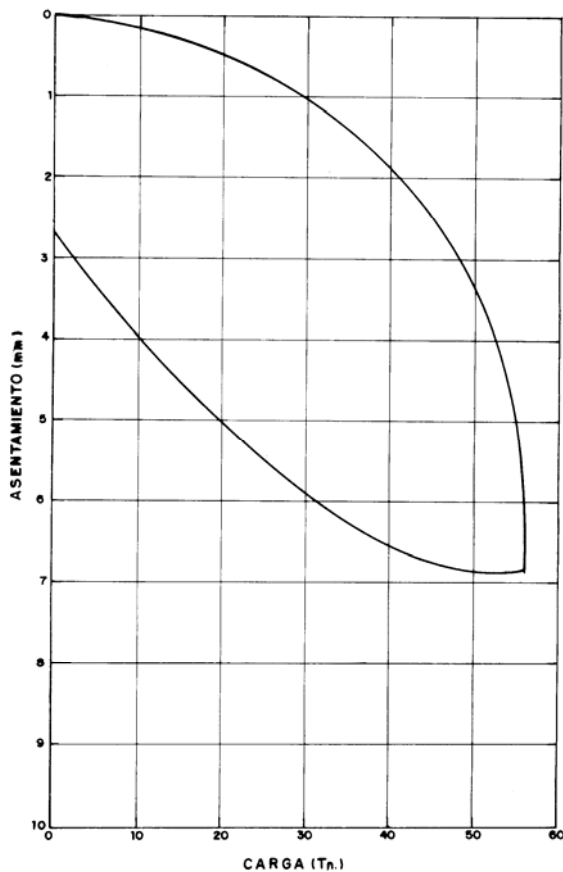


Fig. N° 4: RESULTADO DEL ENSAYO DE CARGA (Pilote Tipo Franki Estribo Este Puente Killman, Cochabamba Bolivia)

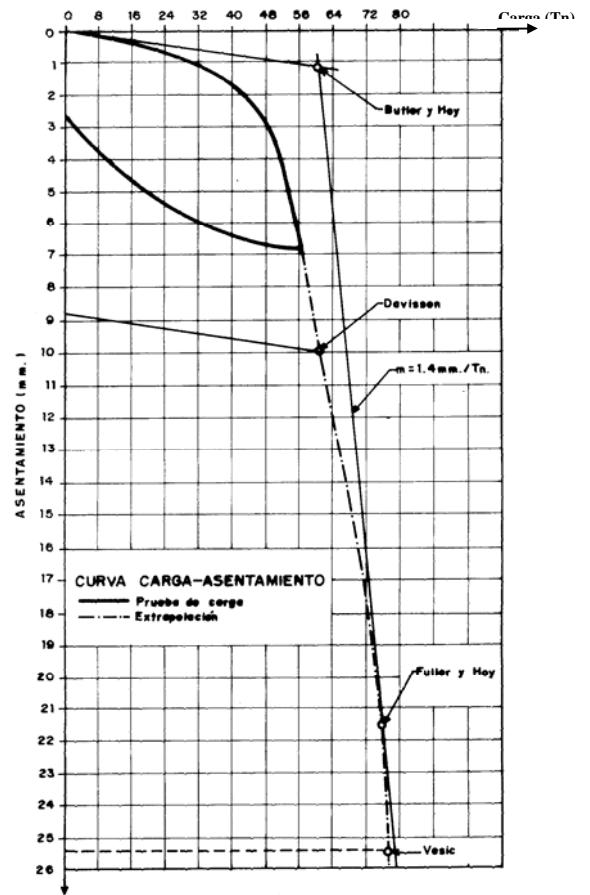


Fig N° 5: INTERPRETACION DEL ENSAYO DE CARGA SEGÚN METODOS GRAFICOS (Davisson, Fuller y Hoy, Butler y Hoy, Vesic)

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Para la predicción de la carga axial de pilotes fue necesario realizar un estudio geotécnico de cimentación apropiado, de suficiente profundidad y con la ejecución de ensayos de penetración estándar.
2. Existen variaciones en los valores de carga última y carga de diseño de los pilotes sometidos a carga axial, determinados en base a las fórmulas empíricas. El método de Aoki-Velloso presenta los valores más bajos de capacidad de carga de los pilotes de los estribos, mientras que el método de Meyerhof presenta los valores más bajos para los pilotes de la pila central. Se utilizó en la predicción el método de Aoki-Velloso.
3. El ensayo de carga realizado en un pilote del estribo este indica que puede considerarse una carga de diseño de 30 toneladas, con un factor de seguridad de 2.0. La eficiencia de grupo de los pilotes de los estribos este y oeste es de 1.0. El asentamiento del grupo de pilotes de los estribos es de 12 mm.
4. La capacidad de carga de diseño de los pilotes de la pila central es de 30 toneladas, considerando una eficiencia de grupo de 0.7 y un factor de seguridad de 2.5, ya que no

se efectuó ensayo de carga en estos pilotes. El asentamiento del grupo de pilotes en la pila central sería de 19 milímetros

5. Se recomendó rediseñar el puente Killman, aligerando las cargas para que éstas sean compatibles con las capacidades de carga y asentamiento de los pilotes de la cimentación existentes en la cimentación.
6. Se recomienda el empleo de la metodología descrita para el diseño de pilotes sometidos a carga axial.

## REFERENCIAS

1. Alva Hurtado J.E. (1992), "Estudio Verificatorio de la Capacidad de Carga Axial de los Pilotes de la Pila Central y Estribos del Puente Killman", Informe presentado a P y V-GMI.
2. Alva Hurtado J.E. (1993), "Cimentaciones Profundas", Seminario Cimentaciones de Estructuras, Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, Lima.
3. Aoki N. y Velloso D.A. (1975), "Un Método Aproximado para Calcular la Capacidad de Carga de Pilotes", V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, Argentina, pp. 367-376.
4. Decourt L. y Quaresma A.R. (1978), "Capacidad de Carga de Pilotes a partir de Valores de SPT", 6to. Congreso Brasileiro de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro.
5. Guillén N. (1994), "Capacidad Última de Carga de Pilotes en Carga Axial", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
6. Méndez M. (1992), "Estudio Geotécnico Complementario. Construcción Puente Killman", Informe presentado a la H.M. de Cochabamba, Bolivia.
7. Meyerhof G.G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, GT3, pp. 195-228.
8. Prakash S. y Sharma H.D. (1990), "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley, New York.
9. Velloso P.P.C. (1982), "Cimentaciones – Aspectos Geotécnicos", Vol.3, Pontificia Universidad Católica, Río de Janeiro.
10. Vesic A.S. (1977), "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board, Washington, D.C.



# SISTEMAS DE SOPORTE LATERAL

## INTRODUCCIÓN

Es frecuente, sobre todo en ciudades, tener que realizar excavaciones verticales, porque la existencia de edificios o calles próximas no permite utilizar taludes inclinados. Cuando el terreno no es de buena calidad y no permite una excavación vertical sin apoyo, se debe utilizar sistemas de soporte lateral. Una solución, si los lados de la excavación están próximos, es apuntalar una pared contra otra. También se puede apuntalar una pared contra un montículo provisional dejado en el centro de la excavación o contra la losa de la base del sótano. Los métodos anteriores se conocen como entibaciones.

Cuando los lados de la excavación están alejados, o cuando no es posible interferir con la excavación, se utilizan pantallas. Las pantallas pueden ser rígidas o flexibles y estar en voladizo o ancladas.

En este artículo se tratarán los sistemas de soporte lateral de excavaciones profundas, entendiéndose que son aquellas que tienen una profundidad mayor que 6 metros. En estos casos deben considerarse las dimensiones de la excavación y las características del subsuelo. Los aspectos de diseño y construcción de sistemas de soporte lateral de excavaciones serán cubiertos. Además, se comentará brevemente sobre la presión de tierras en muros temporales utilizados para soportar la excavación y la estructura permanente a ser construida dentro de la excavación misma.

Debe tenerse en mente que los sistemas de soporte lateral se construyen conforme se profundiza la excavación. También debe recordarse que no se construye relleno sobre la estructura, sino que la masa de tierra se retiene en su sitio. Se demostrará que dichos factores influyen los desplazamientos que ocurren con la excavación y las presiones que se desarrollan en las estructuras de retención.

### 1.0 PRESION DE TIERRA

Cuando los esfuerzos horizontales y verticales en un punto son esfuerzos principales:

$$\begin{array}{ll} \text{Presión Activa,} & P_A = K_A \bar{\sigma}_v \\ \text{Presión de Reposo} & P_O = K_O \bar{\sigma}_v \\ \text{Presión de Pasiva} & P_P = K_P \bar{\sigma}_v \end{array}$$

Donde:

$$\begin{array}{ll} \bar{\sigma}_v & = \text{Esfuerzo efectivo vertical} \\ K_A & = \text{Coeficiente "activo"} \\ K_O & = \text{Coeficiente "en reposo"} = 1 - \text{sen } \bar{\phi} \\ K_P & = \text{Coeficiente "pasivo"} \end{array}$$

## 1.1 PANTALLAS

### 1.1.1 Reglas de Peck para Entibaciones

Las reglas prácticas para determinar los diagramas de diseño en entibaciones apuntaladas, se basan en datos reales de campo. Históricamente dichos datos provienen de mediciones de cargas en puntales, de las cuales se ha determinado diagramas equivalentes de presión. Las reglas prácticas más conocidas y utilizadas para determinar la magnitud y distribución de presiones de tierra en entibaciones fueron desarrollados por el Profesor Ralph Peck hace más de 40 años. Dichas reglas todavía están vigentes.

La Figura 1 indica como se desarrolla un diagrama aparente de presión de tierra, a partir de mediciones de cargas en puntales. El diagrama de presión de diseño es realmente una envolvente que cubre la gran dispersión de datos debido a las variaciones de técnicas constructivas. En base a lo anterior, la fuerza total calculadas de la envolvente trapezoidal empírica ( $P_t$ ) es mayor que la fuerza activa real ( $P_A$ ) que existiría en una sección dada.

La Figura 2 resume las reglas prácticas de Peck para la distribución de presiones en entibados, en varios tipos de suelos. Debe enfatizarse lo siguiente:

- 1) Se aplica a excavaciones profundas, mayores de 6 metros
- 2) Los datos empíricos se obtuvieron de mediciones en entibaciones apuntaladas, no con anclajes
- 3) Las mismas simplificaciones usadas en el desarrollo de los diagramas aparentes de presión de tierra deben utilizarse en el cálculo de las cargas en puntales. Una ilustración muy simple es que se asume rótulas en los apoyos para determinar el diagrama aparente
- 4) La envolvente empírica refleja todas la anomalías que normalmente ocurren en la construcción de este tipo de proyectos: secuencia de construcción, temperatura, acomodo entre pantalla y apoyos, etc.
- 5) Los diagramas para arenas se desarrollaron en lugares con nivel freático deprimido, luego las presiones hidrostáticas deben ser añadidas por separado. En suelos cohesivos el diagrama de presión se basa en pesos específicos totales, sin considerar la distribución de la presión de poros, por lo que no hay que añadir presiones de poros para suelos cohesivos.
- 6) El comportamiento de una excavación en arcilla depende mucho del Número de Estabilidad,  $N$ .
- 7) No es necesario tomar en especial consideración el balance de fuerzas por debajo del nivel de excavación (activo y pasivo).

### 1.1.2 Suelos Estratificados

Pueden existir problemas de escoger el diagrama apropiado en suelos estratificados. Una forma de resolver el problema es determinar el empuje lateral por medio del

cálculo de la presión activa y luego escoger una relación apropiada de  $(P_t/P_A)$ . También se podría calcular la fuerza activa por medio de coeficientes activos para los diversos estratos, o si la geometría es complicada, por soluciones gráficas. Mediante este procedimiento el diseñador debe aplicar su mejor juicio en la distribución vertical de fuerzas dentro del corte.

### 1.1.3 Anclajes

Los anclajes se diferencian de los entibados con puntales en los siguientes aspectos:

- a) Los anclajes se ensayan al 125% de la carga de diseño, luego se reduce la carga y se ajusta al 75% o más de la carga de diseño. Este proceso remueve alguna de las anomalías que causan variaciones de carga, inherentes a las entibaciones apuntaladas, que pueden o no ser precargadas. Si los puntales son precargados, generalmente lo son al 50% de su carga de diseño. En conclusión, se cree que el proceso de instalación de anclajes conduce a un mejor control de la carga y su distribución.
- b) Los datos experimentales en anclajes no muestran un incremento de carga al profundizarse la excavación, sino que mantienen una carga constante. A diferencia de los puntales en entibaciones, que aumentan su carga con la excavación, los anclajes mantienen una carga lateral predeterminada por la precarga y el sellado.

La menor fuerza lateral está asociada a la condición "activa". La condición activa involucra una deformación lateral para alcanzar dicha condición. Si no se permitiese ningún movimiento horizontal, obtendríamos la presión en reposo.

Debido a la precarga de los anclajes, se desarrolla una distribución uniforme, de la presión en pantallas con anclajes para condiciones de suelo generales, a excepción de casos en arcilla media a blanda.

Cuando se desea minimizar los desplazamientos en la cercanía a la excavación, los anclajes deben ajustarse al 100% de la carga de diseño. En este caso la carga de diseño debe calcularse en base al coeficiente " $K_0$ " en reposo (0.4 a 0.5 para arenas densas a sueltas). En el caso en que los desplazamientos no sean críticos, puede utilizarse el promedio de  $K_A$  y  $K_0$ . En el caso particular de arcilla rígida a muy rígida y arenas con cohesión, se sugiere utilizar una presión uniforme produciendo la misma fuerza que el diagrama empírico de entibaciones apuntaladas.

### 1.1.4 Muros Permanentes

La presión en sótanos y paredes de subterráneos está controlada por el hecho que los muros son rígidos y no se deforman. Otro factor de consideración es si el muro tiene relleno o se ha vaciado directamente contra una ataguía (Figura 3).

- a) Muro de Concreto vaciado contra Ataguía.- Utilice la presión en reposo

( $K_0$ ) que aumenta linealmente la profundidad.

- b) Relleno Suelto.- Con arena o grava, utilice la presión activa ( $K_A$ ).
- c) Con material arcilloso utilice la presión en reposo ( $K_0$ )
- d) Relleno Compacto.- Los datos de observación de campo presentan bastante dispersión, de  $K_0$  a varias veces  $K_0$ . La distribución es irregular. En suelo granular puede utilizarse una distribución uniforme, de igual magnitud a la presión en reposo.

## 2.0 SOPORTE LATERAL

### 2.1 INTRODUCCION

Las Figuras 4 y 5 presentan el soporte lateral de una pantalla en un corte por apuntalamiento en el entibado y por anclaje.

Desde el punto de vista mecánico, la diferencia esencial es que el entibado proporciona soporte en el borde de la excavación. Los anclajes se extienden detrás del borde y pre-refuerzan un bloque de suelo. En este proceso, la masa de suelo comprendida entre anclajes, tiende a deformarse como una unidad.

El aspecto más atractivo del sistema de anclajes es que deja libre la excavación, y puede avanzarse la construcción de una manera más rápida.

### 2.2 APUNTALAMIENTO DE ENTIBACION

#### 2.2.1 Diseño

Los códigos de diseño en acero deben utilizarse para los esfuerzos, cuando la excavación está a su máxima profundidad. Si se trata de situaciones temporales en el curso de la excavación, se puede justificar un aumento de hasta el 20% por encima de los valores del código.

Las conexiones entre puntal, viga correa y pantalla son sumamente importantes, probablemente conduzcan a mayores dificultades que el dimensionamiento de los miembros en sí. Un mal detalle puede conducir a pandeo, giro y rotación de los miembros.

#### 2.2.2 Instalación

##### Precarga

Cuando los miembros se instalan sin precarga sistemática, usualmente un extremo está soldado, y el otro extremo se bloquea y tranca por medio de planchas y cuñas de acero.

La precarga se utiliza hoy en día de manera rutinaria, no solamente para controlar la carga en el miembro, sino para remover los “huelgos” del sistema puntal-viga correa-pantalla-suelo. Como resultado, la precarga limita los desplazamientos.

En la Figura 6 se presentan dos métodos posibles de precarga. En el método de acuñamiento, se introducen placas y cuñas entre el extremo del puntal y la viga – correa, después que los gatos han alcanzado la carga deseada. En el método de tubería telescópica, la tubería interior se suelda a la tubería exterior, después de alcanzar la carga deseada.

El problema es determinar la magnitud apropiada de la precarga. La rigidez de un miembro excesivamente precargado puede atraer carga por exceso de la carga de diseño, ya sea por elevación de temperatura o algún tipo de operación durante la construcción. Por otro lado, si la precarga es muy baja, no existirá ningún beneficio del proceso. Por lo general, se precarga los miembros de los entibados apuntalados hasta un 50% de la carga de diseño.

### **Temperatura**

Una variación normal del 10 al 20% del promedio puede anticiparse. Se han reportado variaciones entre 0.5 kips por °F y 1.5 kips por F°. La variación de carga debido a cambio en temperatura corresponde a la ecuación de un miembro de acero perfectamente empotrado, modificada por un factor que toma en cuenta el módulo de deformación del suelo. A suelo más rígido, un mayor incremento de carga en el miembro debido a cambio de temperatura. Es por lo anterior que debe tenerse especial cuidado en sistemas rígidos tales como en roca fracturada, till glacial y arcillas lutáceas.

Es conveniente proporcionar protección solar a los miembros ante la luz solar para evitar efectos de temperatura. También se pinta los miembros con pintura reflectiva o se rocía con agua.

## **2.3 ANCLAJES**

### **2.3.1 Elementos Básicos**

Un prerrequisito para la utilización de un sistema con anclajes, es que un estrato portante adecuado del subsuelo debe encontrarse dentro de una longitud económica a la excavación. Los estratos portantes más comunes en el caso de anclajes son: suelos cohesivos de muy rígidos a duros, arenas y gravas medianamente a muy densas y roca. Suelos cohesivos rígidos y suelos granulares sueltos también puede proporcionar un buen anclaje, a menores capacidades.

La Figura 7 representa un anclaje, que consiste de tres componentes principales: la zona de anclaje, el tirante y la reacción en el muro. La Tabla N° 1 y la Figura 8 presentan los tipos más comunes de anclajes. La elección del tipo de anclaje depende del suelo en donde se formará el anclaje.

### **2.3.2 Métodos**

Los anclajes inyectados a presión de 4 pulgadas de diámetro son los más comunes.

#### **2.3.2.1 Anclajes Inyectados a Presión**

Estos anclajes se instalan con equipo móvil, de tipo neumático. El entubado se avanza ya sea con el extremo abierto o el extremo cerrado. En el caso de perforar con extremo abierto, se remueve el material desde dentro; en el caso de perforar con extremo cerrado, se utiliza un punto expandible. El procedimiento es perforar o introducir el entubado, introducir el tirante y después cementar con lechada el anclaje mientras se retira el entubado. Como en el caso de anclaje de mayor diámetro, la zona libre de adherencia se rellena con arena, lechada pobre, o lechada aplicada con presión mínima. El propósito del relleno con arena o lechada pobre es prevenir la transferencia de carga a la zona libre de adherencia.

Anclajes recementables son esencialmente los mismos que los anclajes de pequeño diámetro inyectados a presión, excepto que una tubería perforada se coloca en el anclaje antes del enlechado a baja presión. Después de la fragua de la lechada inicial, es posible inyectar lechada a presiones altas (150-500 psi) a través de la tubería. Las perforaciones en la tubería pueden aislarse por medio de empaques para permitir una inyección a presión alta localizada. La lechada a alta presión produce grietas en la lechada del anclaje inicial, permitiendo la penetración localizada de la lechada en el terreno adyacente. Teóricamente se puede reinyectar muchas veces, pero en la práctica no se reinyecta más de dos a tres veces. En la mayoría de casos sólo se reinyecta una vez.

### 2.3.2.2 Anclajes Tipo Campana

Estos anclajes son aplicables mayormente en suelos puramente cohesivos, tales como arcillas muy rígidas a duras. La lechada se bombea a presión baja o el concreto se coloca después de retirada la herramienta de corte.

### 2.3.2.3 Anclajes con Taladro de Eje Derecho

En el caso de taladros de vástago hueco, usualmente de diámetro de 12 a 14 pulgadas, la lechada se coloca bajo presiones de hasta 150 psi mientras se retira el taladro. Estos anclajes se aplican en arcillas muy rígidas a duras y en ciertas arenas.

### 2.3.3 Capacidad de Carga

La capacidad última de carga en anclajes rectos y tipo campana en suelos puramente cohesivos, está gobernada por la adhesión a lo largo del eje más la capacidad de carga de arranque de las campanas.

La adhesión del eje se calcula de la manera convencional para tomar en cuenta la pérdida de resistencia a lo largo del eje debido a alteraciones. En arcillas muy rígidas a duras, la adhesión es de 30 a 40% de la resistencia cortante no drenada.

La capacidad portante de carga de la campana se determina en base a la resistencia cortante no drenada del suelo en el área de la campana fuera del eje.

$$\text{Carga en campana} = (A_N) (S_u) (N_c)$$

donde:  $A_N$  = área de campana menos área del eje  
 $S_u$  = resistencia cortante no drenada

$N_c$  = factor de capacidad de carga (9 para círculo)

Para anclajes de eje recto instalados bajo presión de enlechado alta, la capacidad de carga está gobernada por el esfuerzo efectivo residual atrapado que actúa en la zona de anclaje. Las presiones de enlechado son 150 psi o más. En anclajes de este tipo no puede predecirse la carga en base a consideraciones teóricas; debe utilizarse la experiencia local o datos empíricos en la predicción de carga. La siguiente tabla resume el rango de capacidad de carga de anclajes de pequeño diámetro (4") a alta presión en varios tipos de suelos.

<b><u>Suelo</u></b>	<b><u>Carga última (kips/pie)</u></b>
Arena y grava limpias	10 - 20
Arenas medias a gruesas	7 - 15
Arenas limosas	5 - 10
Arcilla muy rígida a dura	2 - 6





**TABLA N° 1**  
**TIPOS DE ANCLAJES**

<u>TIPO</u>	<u>RANGO DE DIAMETRO</u>	<u>CLASE DE SUELO</u>	<u>COMENTARIOS</u>
Anclaje con taladro derecho	6" - 24"	Arcillas muy rígidas a duras y arenas.	Pueden usarse taladros sólido o hueco. En arenas, hueco.
Anclajes tipo Campana	Eje 12" - 18" Campana 30" - 42"	Arcillas muy rígidas a duras.	Campana se forma al extremo del anclaje.
Campana múltiple	Eje 4"-8" Campanas 8" - 24"	Arcillas muy rígidas a duras.	Serie de campanas a lo largo del eje.
Anclajes inyectados a presión (una etapa)	3" - 4"	Arenas y gravas. Arenas con finos. Arcillas duras.	Presiones altas para cementar zona de anclaje. Perforación neumática.
Anclajes inyectados a presión (recementados)	3" - 4"	Arenas y gravas. Arenas con finos. Arcillas rígidas a duras.	Tubería perforada en anclaje permite recementación para aumentar la carga en anclaje. Perforación neumática.



La capacidad de carga de un anclaje no puede ser predicha con precisión, depende de la condición del suelo y de la técnica de perforación utilizada. La experiencia es importante, pero los ensayos in-situ son necesarios. Cada anclaje de producción debe ser ensayado a una carga mayor que la de diseño. También deben efectuarse ensayos a largo plazo (horas o días). La cantidad de ensayos de campo depende de la experiencia con el tipo de suelo, tipo de estructura y el riesgo.

### 2.3.4 Aspectos de Diseño

La Figura 9 presenta los diversos modos de inestabilidad potencial de muros con anclaje. Un problema común es cuando la componente vertical de la carga de anclaje causa asentamiento.

El diseño de un tirante de acero depende del esfuerzo de fluencia del acero y los procedimientos de ensayo de los anclajes. Los anclajes más comunes son barras de acero de alta resistencia o grupos de cables de 7 alambres. El esfuerzo de trabajo de diseño es aproximadamente el 60% del esfuerzo último. Carga temporal durante el ensayo de campo es de 75% del último.

**TABLA N° 2  
ESFUERZO Y CARGA EN TENDON**

<b><u>TIRANTE</u></b>	<b><u>ESFUERZO ULTIMO, fu</u></b>	<b><u>CARGA ULTIMA, Pu</u></b>	<b><u>CARGA DE FLUENCIA Py = 0.85 Pu</u></b>
Cable 7 – alambre diámetro 1/2"	270 Ksi	41 Kips	35 Kips
Barra diámetro 1"	150 Ksi	128 Kips	109 Kips
Barra diámetro 1 3/8"	150 Ksi	234 Kips	199 Kips

### 2.3.5 Instalación

Cada anclaje de producción se carga en incrementos hasta 120 a 125% de la carga de diseño, se mantiene esta carga por 10 a 20 minutos y luego se fija entre 75 a 100% de la carga de diseño.

En algunos casos es conveniente realizar ensayos a largo plazo, de 12 a 24 horas, para evaluar la reptación (creep). Otros ensayos pueden ser llevados a la falla para determinar el factor de seguridad verdadero.

### 2.3.6 Corrosión

La corrosión no ha sido un factor importante en instalaciones típicas. En instalaciones permanentes la protección contra la corrosión es esencial.

Fundamentalmente se debe asegurar que la carga se transfiera al extremo del anclaje, de modo que la lechada en está compresión y no en tensión.

## **2.4 COMPARACION DE ENTIBADOS Y ANCLAJES**

### **2.4.1 Desplazamientos**

De modo general, un muro con anclajes tendrá menor desplazamiento lateral que un entibado con puntales. Las razones son:

- a) El movimiento debido a la remoción de puntales y reapuntalamiento se elimina.
- b) Cada anclaje se ensaya al 120% ó más de su carga de diseño y luego se fija al 75-100% de la carga de diseño. Los anclajes mantienen la misma carga durante toda la excavación, mientras que la carga aumenta en los puntales. Los anclajes tienden a remover más “huelgo” del sistema de soporte que los puntales.
- c) Los anclajes se extienden a una distancia considerable detrás del muro, e involucran una gran masa de suelo que actúa con el muro como en estructuras de retención por gravedad. El sistema suelo-muro es menos deformable que un entibamiento convencional actuando solo en la cara del corte.
- d) Los contratistas tienen a sobreexcavar más profundamente en los niveles de los puntales que en los anclajes, para facilitar la remoción del suelo.
- e) Las deformaciones por temperatura son mayores en los entibamientos con puntales.

### **2.4.2 Imprevistos en Anclajes**

- a) Los anclajes muy inclinados pueden causar asentamientos a los pilotes solera.
- b) Debido a que los anclajes son un sistema a tensión, la falla local o sobrecargado pueden producir una falla más progresiva y rápida que en el caso de entibado.
- c) La pérdida de terreno cuando se perfora en arena fina por debajo del nivel freático puede producir asentamiento o impedir la efectividad del anclaje.
- d) Se ha registrado un movimiento lateral del muro mucho mayor que el movimiento del terreno en arcillas sobreconsolidadas y lutitas. Esto probablemente se debe a la descarga de esfuerzos laterales in-situ relativamente altos.

## **3.0 ESTRUCTURAS DE RETENCION**

### **3.1 MUROS CON SOLERAS Y TABLONES**

#### **3.1.1 Definición y Tipos**

Los muros con soleras y tablones tienen dos componentes básicos: los pilotes-soleras que se instalan a una distancia de 2 a 3 metros con tablones de madera entre las soleras.

Las vigas de acero de ala ancha se utilizan como pilote-soleras, también se utilizan tuberías de acero, canales de acero y miembros de concreto prefabricado.

La Figura 10 ilustra pilotes tipo solera de acero con tablonces de madera en el lado posterior o lado anterior del ala frontal. Algunas de las ventajas de colocar los tablonces al frente del ala es su facilidad de instalación.

### 3.1.2 Diseño

Es un principio bien establecido que las fuerzas laterales del terreno se concentran en los pilotes-solera, descargando los tablonces. Esta redistribución de la presión lateral resulta de los siguientes factores:

- 1) En el proceso constructivo el suelo se remueve antes de colocar el tablón por lo que se permite deformación lateral en las soleras, concentrando carga.
- 2) Las soleras son más rígidas que los tablonces. Al continuar la excavación las soleras atraen carga y los tablonces relevan carga al deflectarse.

La Figura 11 presenta la redistribución de presión debido a la acción de arco.

Debido a la acción de arco desarrollada, el diseño de los tablonces se basa en la experiencia y en reglas empíricas, en lugar del cálculo de esfuerzos de flexión del diagrama de presiones. La tabla siguiente presenta el rango usual de espesores de tablonces.

#### Espesores Típicos de Tablonces

Luz Libre	1.8 mts.	2.4 mts.
Espesor de Tablón	3 pulg.	3-4 pulg

El espesor mayor para la luz libre de 2.4 mts. está asociado con cortes más profundos de 10 mts. o en suelos que tienen características menos favorables al efecto de arco, tal como arenas saturadas con cohesión.

Los pilotes-solera deben diseñarse para la carga lateral total actuando sobre la distancia entre pilotes-solera adyacentes. Es importante proporcionar al pilote-solera con la capacidad adecuada para soportar la componente vertical de la carga transmitida por los anclajes; sino fuera así, existe riesgo de ocurrir asentamiento y desplazamiento lateral. Una consideración de diseño asociada es la adecuada resistencia proporcionada por la presión de tierra pasiva en el lado interior de la solera por debajo de la excavación.

Un procedimiento para mejorar la capacidad portante y la resistencia lateral es empotrar la porción inferior de una solera pre-excavada en concreto.

### **3.1.3 Construcción**

#### **3.1.3.1 Agua**

Cuando existe preocupación sobre desplazamientos del terreno circundante la a excavación, es crítico tener un control adecuado sobre el nivel freático y el agua superficial. Debe asegurarse que el agua de escorrentía no entra a la excavación, sinó existe el peligro serio de producirse un lavado del suelo detrás de los tablonés.

En material granular con nivel freático, un corte vertical por debajo del nivel freático conducirá a que el material se deslice conforme el agua fluye hacia la excavación. Se necesitan medidas de prevención apropiadas para deprimir el nivel freático antes de ejecutar la excavación apropiadas para deprimir el nivel freático antes de ejecutar la excavación, o ejecutar la obra de manera de prevenir que el agua salga por la cara de la excavación. Las medidas incluyen la instalación de sumideros dentro de la excavación y mantener una berma con pendiente (Figura 12). El bombeo al pie de la berma deprime el nivel freático por debajo del agua donde se colocan los tablonés. Otras técnicas de estabilización como congelamiento e inyecciones también pueden se empleadas.

Algunas situaciones difíciles son:

- 1) Suelos ligeramente cohesivos (arenas arcillosas y limos) que drenan lentamente y tienden a correrse al ser expuestos.
- 2) Justamente sobre la parte superior de una capa impermeable infrayacente dentro de la profundidad de excavación. En esta zona existe una pequeña carga, de modo que el agua tiende a fluir por un período de tiempo largo.

#### **3.1.3.2 Zona sobrecortada**

El espacio sobreexcavado detrás de los tablonés de madera debe ser adecuadamente relleno con material de relleno. Usualmente este material es suelo, pero si existe preocupación sobre infiltración, el suelo puede mezclarse con cemento y ser colocado seco. También se ha utilizado concreto poroso en esta zona, actuando como relleno como filtro.

#### **3.1.3.3 Respiraderos**

En cortes por debajo del nivel freático, es común dejar espacios verticales de 2 cms. entre los tablonés. Esto permite en el futuro introducir materiales de relleno de ser necesario, después de la instalación de los tablonés. El espacio disponible permite también colocar paquetes de filtros para prevenir la pérdida de suelo por infiltración. Se considera que la instalación de respiraderos es una buena práctica cuando existe el potencial de infiltración de agua freática en la excavación.

### **3.1.4 Aplicabilidad**

El sistema de muros con soleras y tablonés se aplica a todo tipo de suelo, a excepción de arcillas muy blandas y suelos sueltos o dilatantes de baja plasticidad bajo el nivel freático. El requisito de efectuar depresión del nivel freático y la posibilidad de pérdida de terreno, puede eliminar la practicabilidad de este sistema en muchos casos, especialmente cuando existen estructuras adyacentes a la

excavación. La alternativa de bombeo continuo, o método impermeable como tablestacado metálico o pantallas de concreto también influenciarán la decisión de utilizar el sistema de muros con soleras y tablonos.

Si no existen requerimientos especiales en el método constructivo debido a las condiciones imperantes en el sitio, el método de muros con soleras y tablonos es el más económico.

### **3.1.5 Desplazamientos**

La causa más severa de desplazamiento es la pérdida de material por superficie y nivel freático o por flujo continuo de material que se desliza, como limos o arenas arcillosas saturadas.

Fuentes adicionales de desplazamiento son deflexión de los tablonos, sobreexcavado y relleno inapropiado en la parte posterior de los tablonos, o procedimientos inapropiados durante la pre-excavación de las soleras.

En base a casos publicados en la literatura, puede concluirse que para muros con soleras y tablonos bien construidos e instalados en condiciones apropiadas del suelo, los desplazamientos son mínimos. Es más, estos desplazamientos no son muy distintos de los desplazamientos que se esperarían en muros más rígidos, como pantallas de concreto.

## **3.2 TABLESTACADOS METALICOS**

La Figura 13 presenta algunas secciones de tablestacas metálicas utilizadas. El sistema de tablestacado metálico es más caro que el sistema solera-tablonos, por lo que dicho sistema se utiliza cuando las condiciones del suelo no permiten el sistema solera-tablonos, o cuando los costos de deprimir el nivel freático son muy altos. Debe evaluarse la condición de existencia en el terreno de bolones que pueden interferir con el hincado de las tablestacas. Los pilotes-solera son más adaptables al hincado severo, y pueden pre-excavarse o cambiar de posición en caso necesario.

Teóricamente el tablestacado metálico es una pantalla de impermeabilización efectiva en terreno altamente permeable; sin embargo, existen muchos casos donde no lo ha sido. Esta deficiencia proviene del daño al tablestacado durante el hincado, o a la poca penetración dentro de la capa impermeable.

El tablestacado en suelo impermeable (arcilla) o suelo semipermeable (arena arcillosa o limo), no garantiza una frontera impermeable efectiva, ya que su permeabilidad es del mismo orden de magnitud que el suelo. Existen fugas a través de los trabazones de tablestacas, permitiendo la cantidad de flujo la caída del nivel piezométrico en dichos suelos. En el caso de suelo compresible, este proceso conduce a asentamientos por consolidación.

En suelo altamente permeable pueden ocurrir fugas por las trabazones de las tablestacas, sin embargo la cantidad no es suficiente para permitir una caída significativa del nivel piezométrico fuera de la excavación. En términos de

permeabilidad relativa, el tablestacado es una frontera impermeable en suelo permeable.

### 3.3 PANTALLAS DE CONCRETO

#### 3.3.1 **Definición y Tipo**

El término “pantalla de concreto” se refiere a un muro de concreto continuo, construido desde la superficie del terreno, antes de ejecutar la excavación. El tipo más común de pantallas de concreto es una construcción vaciada en sitio con acero de refuerzo en secciones de 3 a 6 mts. de longitud. Antes de colocar el concreto, la excavación se estabiliza con una suspensión de bentonita para prevenir el colapso. Debido a que la utilización del lodo bentonítico está estrechamente ligado al sistema constructivo, a este tipo de muro se le refiere como “muro de lodo” (slurry wall).

La Figura 14 presenta un esquema de la selección longitudinal de la pantalla en proceso de construcción. El panel de concreto del centro tiene a los costados secciones excavadas, sin haber sido vaciadas. El procedimiento de excavar y concretar paneles alternados es la técnica más comúnmente usada. También se han construido pantallas de concreto prefabricadas y colocadas en una zanja estabilizada con lodo bentonítico.

Las pantallas de concreto también pueden construirse mediante el vaciado de pilotes de concreto en perforaciones muy cercanas, tal como se ilustra en la Figura 15. Una técnica utiliza equipo de vástago hueco (diámetro de 12 a 16 pulg.) para construir dos o más líneas de pilotes tangentes con un espaciamiento muy pequeño. La lechada se bombea a través del agujero central conforme se retira el taladro, luego se introduce la reja de refuerzo en el concreto fresco. Este método no requiere excavación estabilizada con lodo bentonítico. Una segunda técnica utiliza taladros de mayor diámetro, de hasta 1.2. mts. Dependiendo del tipo de suelo, la excavación puede realizarse con o sin entubado. No requiere necesariamente lodo bentonítico.

#### 3.3.2 **Estabilidad de Excavación**

La estabilidad de la excavación con lodo en suelo granular se mantiene por la presión del fluido y el efecto de arco del terreno. En arcillas la estabilidad es menos crítica debido a la resistencia cortante del suelo. El lodo bentonítico llena la zanja de excavación y se mantiene por lo menos un metro por encima del nivel freático. El lodo bentonítico forma una torta impermeable a los costados de la zanja, impidiendo el flujo del fluido hacia el terreno fuera de la zanja. La Figura 16 ilustra las presiones producidas.

El otro factor que ayuda a la estabilidad de la excavación es el efecto de arco. Este efecto ocurre porque los paneles son de longitud limitada, se considera significativo dicho efecto para longitudes de panel menores de 5 mts. Para apreciar el efecto de arco es necesario visualizar una sección horizontal de corte en la zanja. Cuando se excava la zanja, se disipa la presión de tierra, esto permite una redistribución de los esfuerzos hacia los extremos del panel excavado.



En la parte superior de la zanja de excavación (5 mts. superiores) – existe una frontera no restringida en la superficie, que no permite que ocurra el efecto de arco. Por esta razón es muy importante tener muros-guía bien construidos, a lo largo de los lados de la excavación. Esta guía sirve para alinear el equipo de excavación y proporcionar un medio para introducir el lodo recirculado. Un muro-guía tiene una profundidad de 1.5 mts. y se construye contra relleno compactado en la parte superior de la zanja. De esta forma se obtiene una frontera superior rígida. La Figura 17 ilustra el muro-guía.

### **3.3.3 Tipos de Pantallas Vaciadas In-situ**

#### **3.3.3.1 Excavación en una etapa**

Este es el proceso descrito anteriormente, donde los paneles se excavan, se coloca el refuerzo y se vacía el concreto en una etapa. El acero de refuerzo puede consistir de fierro de construcción o una combinación de secciones de ala ancha y barras de acero. En este caso las secciones de ala ancha se usan para tomar los esfuerzos máximos de flexión actuando verticalmente.

#### **3.3.3.2 Excavación en dos etapas**

El primer paso consiste en colocar pilotes-solera a los extremos de cada panel, antes de excavar los paneles (Fig. 18). Los pilotes primero se colocan en agujeros pre-excavados. Después se coloca un concreto pobre alrededor de los pilotes-solera; finalmente se excava el espacio entre soleras, se coloca el refuerzo y se vacía el concreto en los espacios excavados entre soleras.

#### **3.3.4 Discusión**

Las pantallas de concreto se han utilizado como una forma de limitar los desplazamientos fuera de los límites de la excavación y como resultado se elimina la calzadura. La pantalla es muy rígida, por lo tanto su presencia elimina las deformaciones que podrían ocurrir en sistemas flexibles, especialmente en suelos blandos. Las pantallas de concreto eliminan los riesgos descritos anteriormente con pérdida de terreno en sistemas de muros y tablonés.

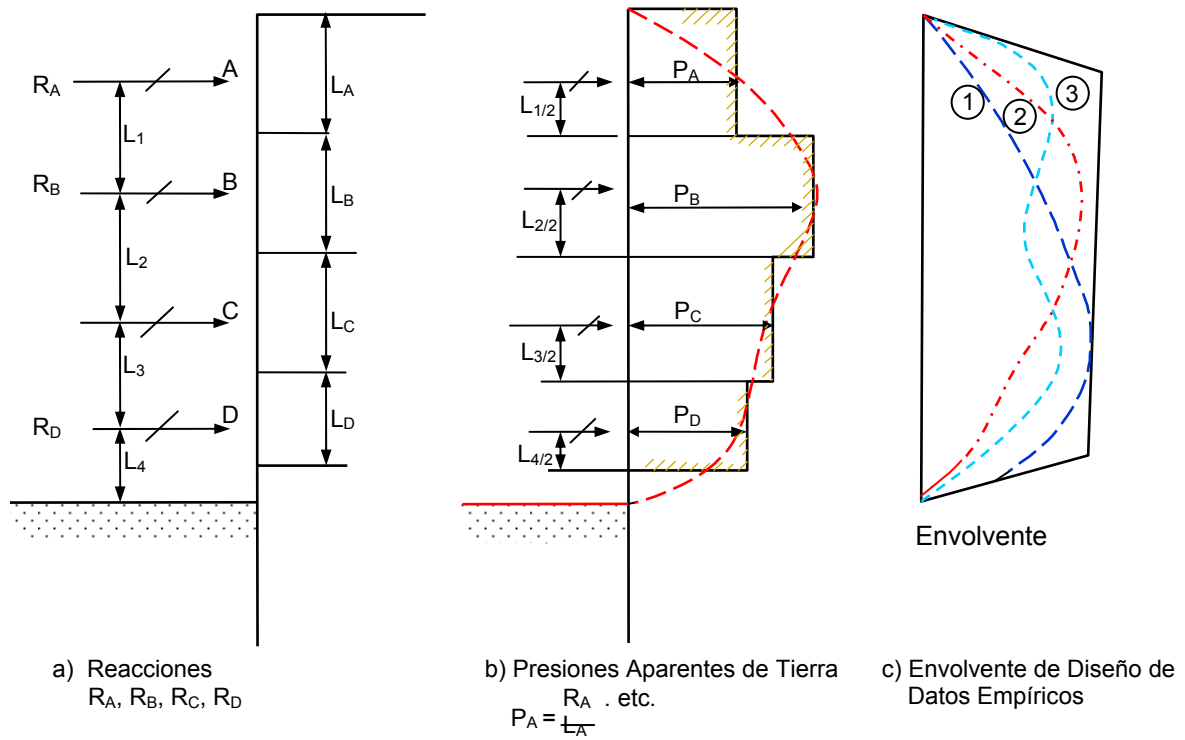
## **RECONOCIMIENTO**

La mayor parte del material presentado ha sido tomado de los Reportes del Proyecto “Lateral Support Systems and Underpinning” preparado por D.T. Goldberg, W.E. Jaworski y M.D. Gordon en 1976 para el Department of Transportation, Federal Highway Administration de los E.E.U.U.

## **REFERENCIAS**

- Goldberg D.T., Gordon M.D. y Jaworski W.E. (1976), “Lateral Support Systems and Underpinning”, Department of Transportation, FHWA, Reports FHWA-RD-74-128, 129 y 130,

- Jimenez Salas J.A. (1980), "Geotecnia y Cimientos III, Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia", Editorial Rueda, Madrid.
- Peck R.F. (1969), "Deep Excavaciones and Tunneling in Soft Ground", Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics, Mexico, State of the Art Volume, pp 225-290.
- Peck R.F., Hanson W.E. y Thornburn T.H. (1974), "Foundation Engineering" Mc Graw John Wiley, New York.
- Schnabel H. (1982), "Tiebacks in Foundation Engineering and Construction", Mc Graw Hill, New York.
- Terzaghi K. y Peck R.F. (1967), "Soil Mechanics in Engineering and Construction", John Wiley, New York.



**Figura 1. Método Empírico para el Desarrollo del Diagrama de Presión de Tierra**

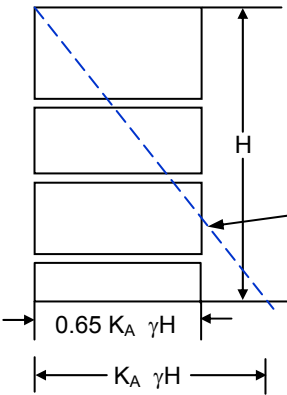
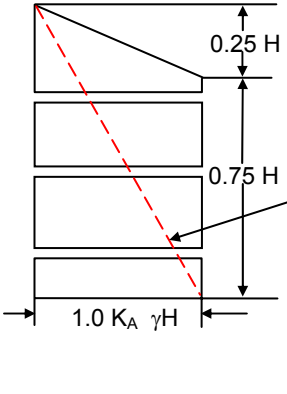
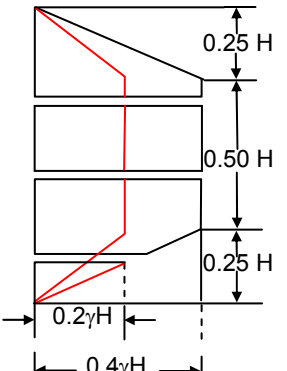
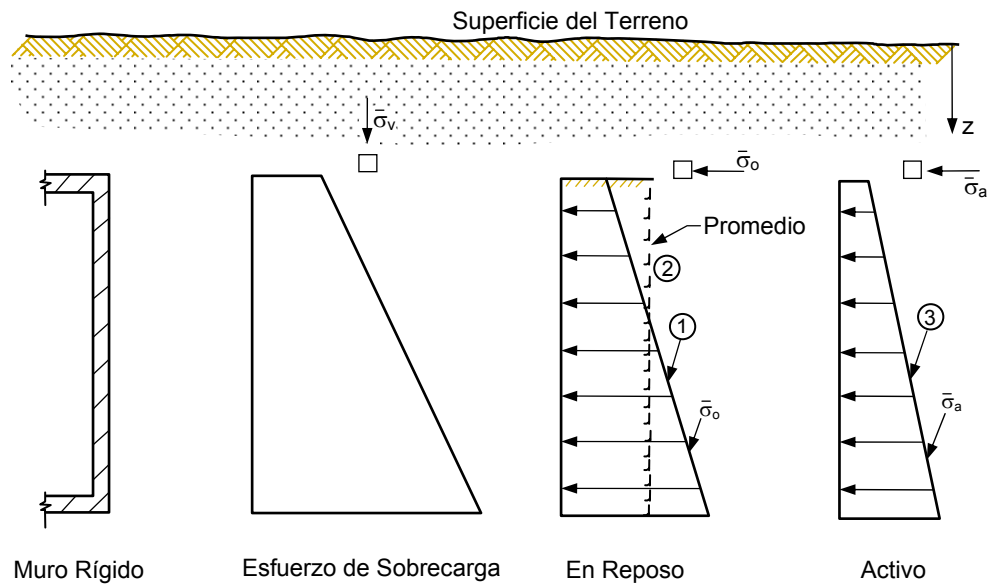
DISTRIBUCION DE PRESION	FUERZA TOTAL
<p>a) Arenas</p>  <p><math>K_A = \text{tg}^2 (45 - \phi / 2)</math></p> <p>Rankine Activo</p> <p><math>0.65 K_A \gamma H</math></p> <p><math>K_A \gamma H</math></p>	<p><math>P_t = \text{Trapezoide}</math></p> <p><math>P_A = \text{Rankine}</math></p> <p><math>P_t = .65 K_A \gamma H^2</math></p> <p><math>P_A = .50 K_A \gamma H^2</math></p> <p><math>\frac{P_t}{P_A} = 1.30</math></p>
<p>b) Arcillas Blandas a Medias (<math>N &gt; 6</math>)</p>  <p>Para arcillas, base la selección en <math>N = \frac{\gamma H}{S_u}</math></p> <p>Rankine Activo Equivalente</p> <p><math>K_A = 1 - m \frac{4S_u}{\gamma H} = 1 - \frac{4}{N}</math></p> <p><math>m = 1.0</math> excepto Cuando el corte tiene por debajo arcilla blanda NC profunda</p> <p><math>1.0 K_A \gamma H</math></p>	<p><math>m = 1.0</math></p> <p><math>P_t = .875 \gamma H^2 \left(1 - \frac{4}{N}\right)</math></p> <p><math>P_A = .50 \gamma H^2 \left(1 - \frac{4}{N}\right)</math></p> <p><math>\frac{P_t}{P_A} = 1.75</math></p>
<p>c) Arcillas Rígidas</p>  <p>Para <math>N &lt; 4</math></p> <p>Para <math>4 &lt; N &lt; 6</math>, use el mayor de los diagramas b) y c)</p> <p><math>0.2 \gamma H</math></p> <p><math>0.4 \gamma H</math></p>	<p><math>P_t = .15 \gamma H^2 \text{ a } .30 \gamma H^2</math></p> <p><math>\frac{P_A}{N} = 4, P_A = 0</math></p> <p><math>N &lt; 4, P_A &lt; 0</math></p> <p>NOTA : Rankine Activo Equivalente = 0</p>

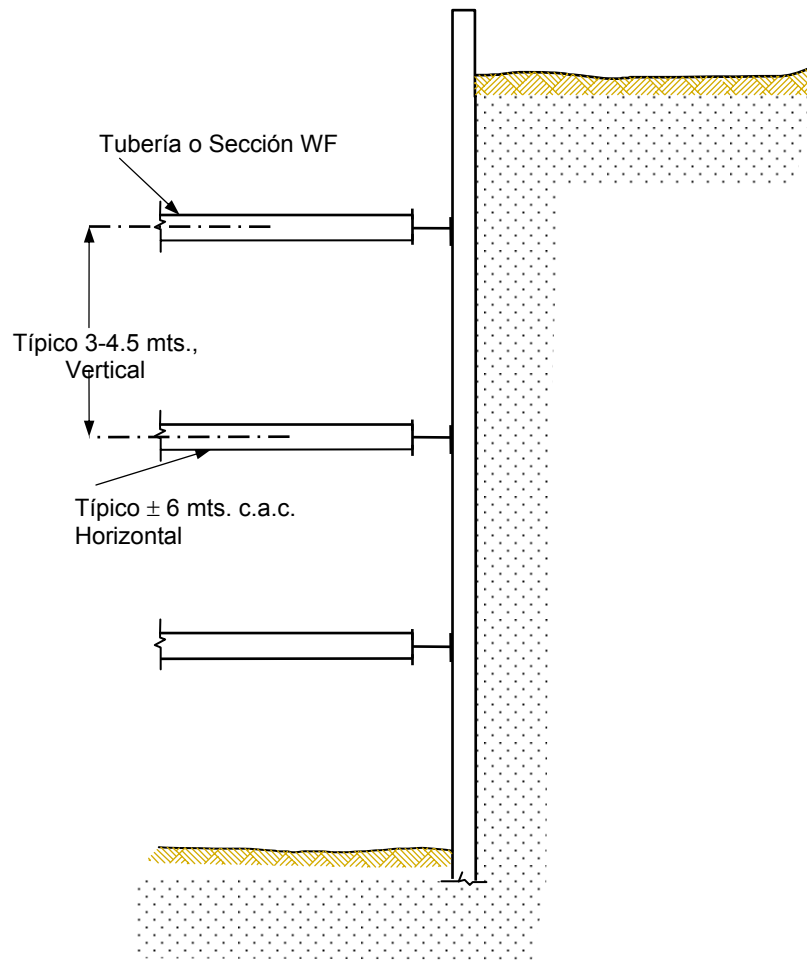
Figura 2. Diagramas de Presión para Entibaciones de Terzaghi y Peck (1967)



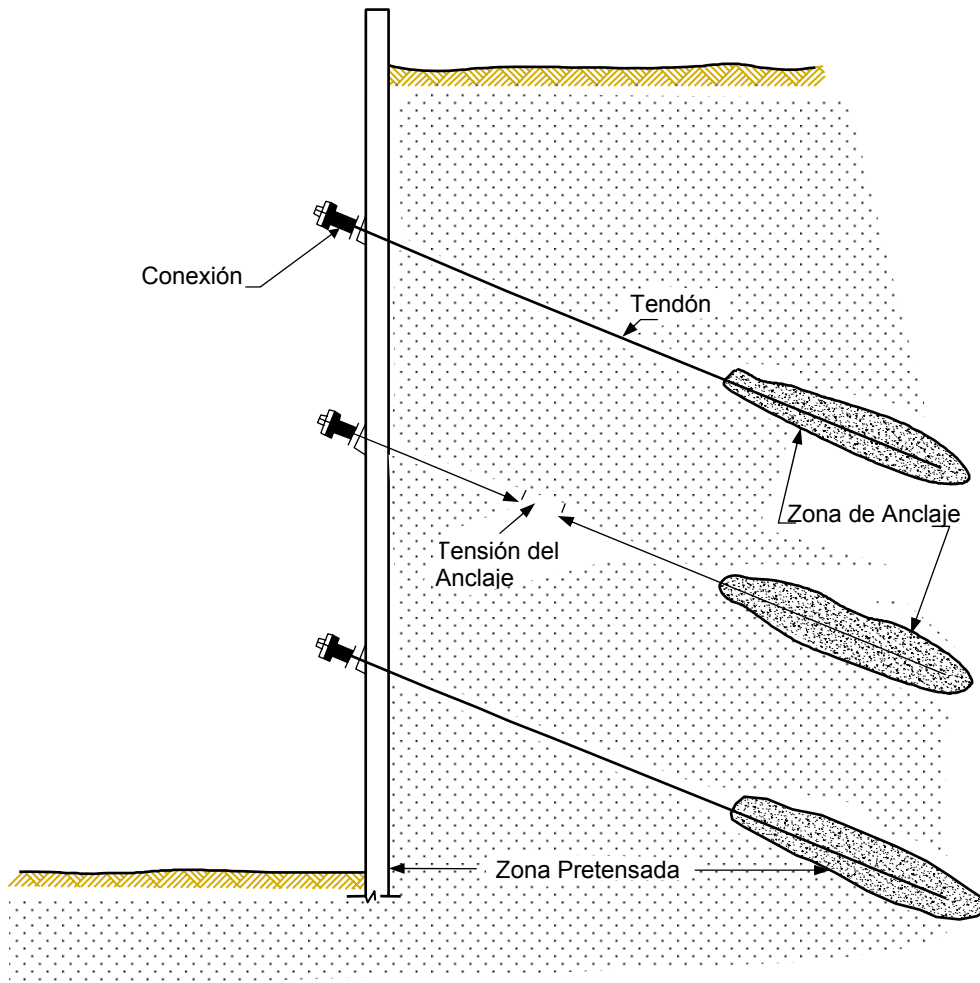
$$K_o = 1 - \text{sen } \bar{\phi} \begin{cases} \textcircled{1} \text{ Muro Vaciado Contra Atagüa} \\ \textcircled{2} \text{ Relleno Granular Compacto} \end{cases}$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \bar{\phi} / 2) \textcircled{3} \text{ Relleno Granular Suelto}$$

**Figura 3. Presión Lateral en Muro Rígido**



**Figura 4. Corte Soportado por Entibado**



**Figura 5. Corte Soportado por Anclajes**

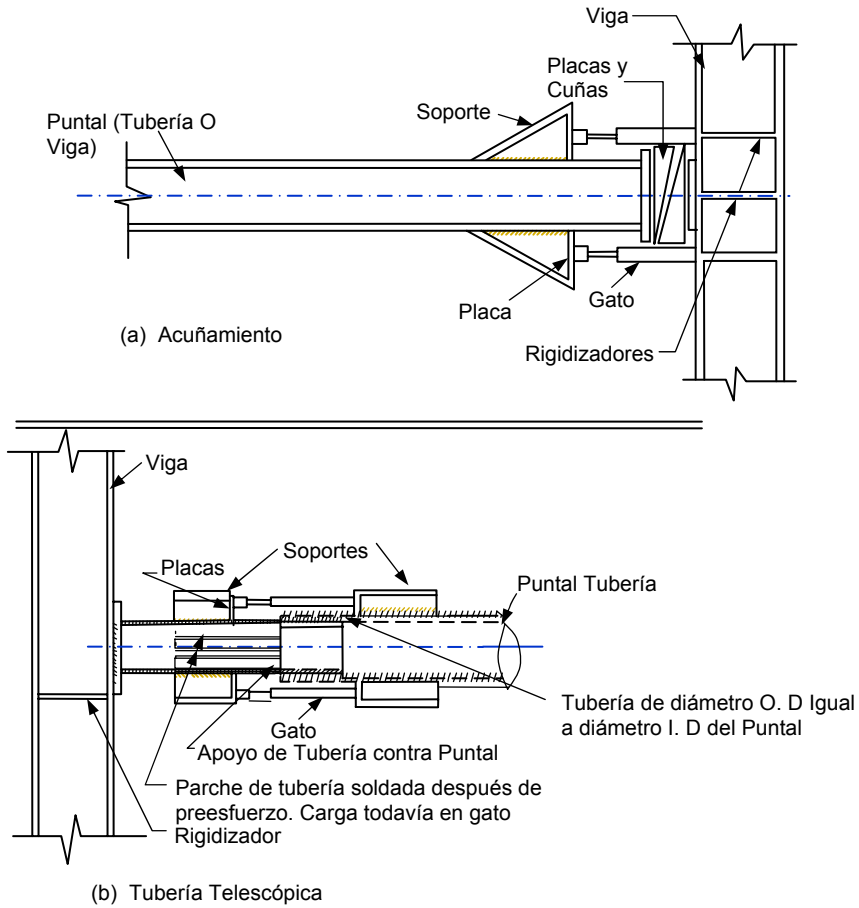


Figura 6. Detalles de Preesfuerzo

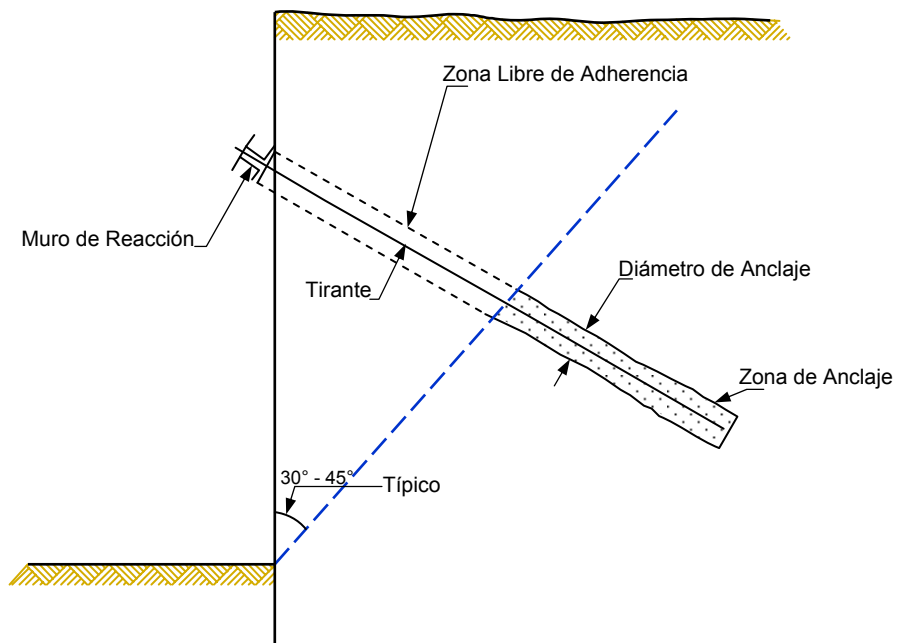
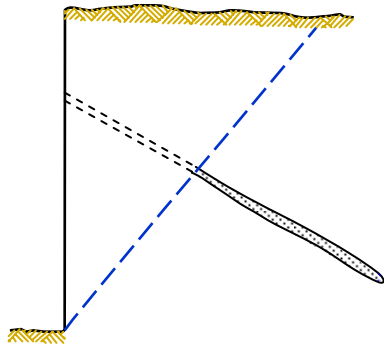
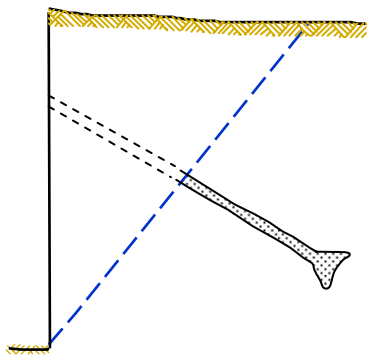


Figura 7. Zona de Anclaje y Zona Libre de Adherencia

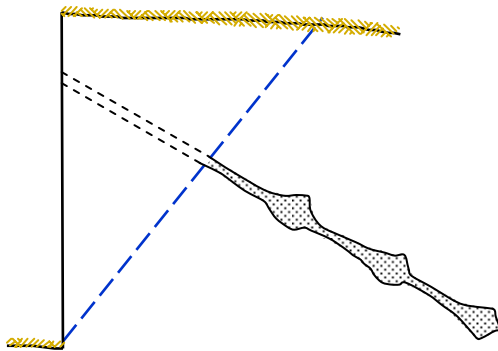




Vástago Derecho

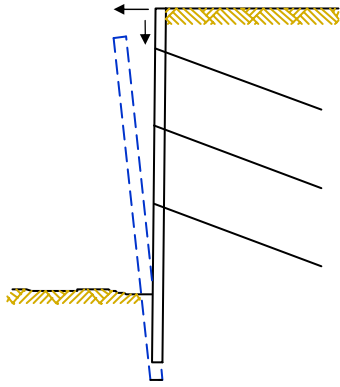


Campana Simple

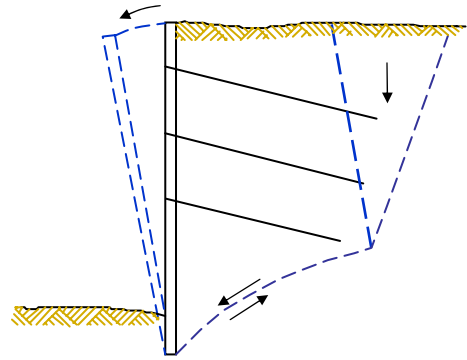


Campana Múltiple

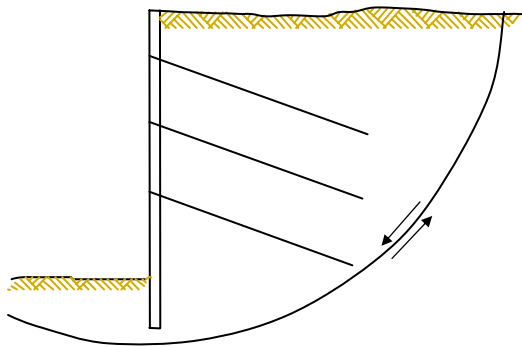
**Figura 8. Tipos de Anclajes**



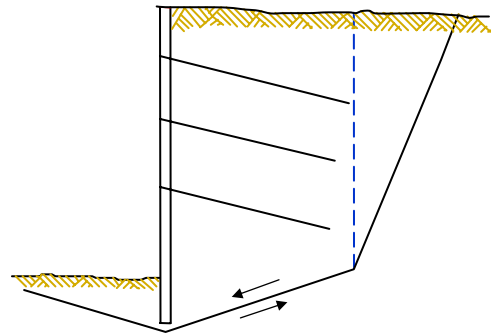
Falla de Capacidad Portante



Falla por Volteo

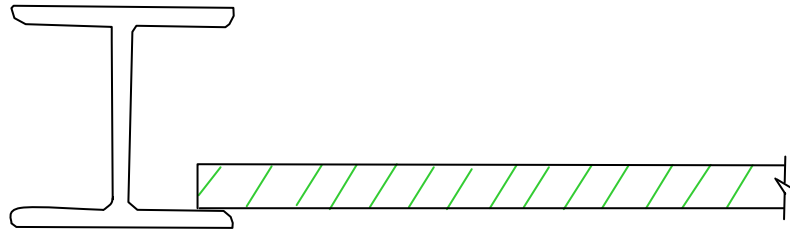


Falla Circular de Arco

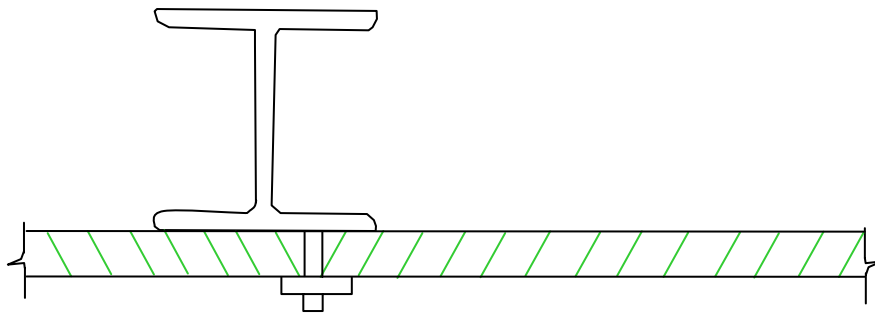


Falla de Cuña Deslizante

**Figura 9. Inestabilidad de Muros con Anclaje**

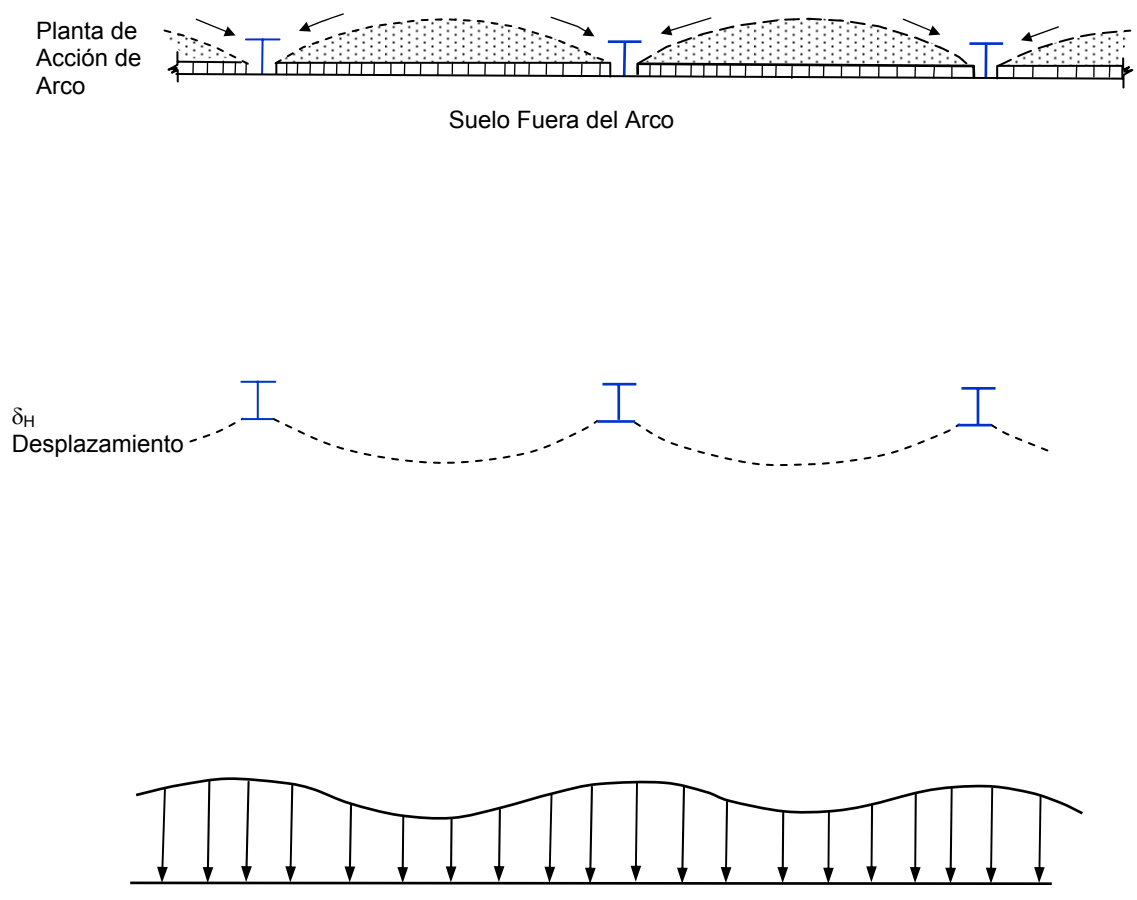


(a) Tablón en Parte Posterior

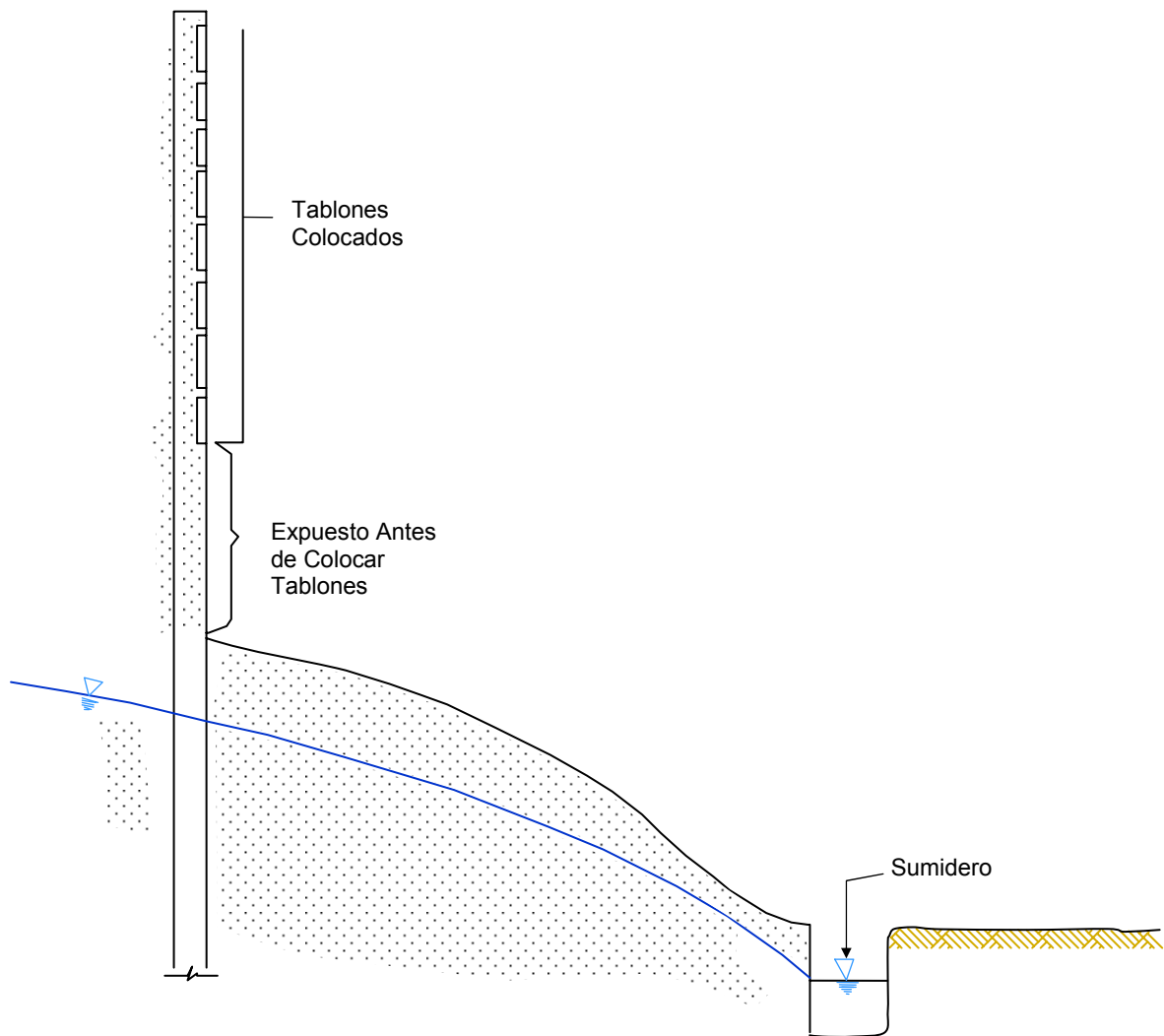


(b) Tablón en Parte Frontal

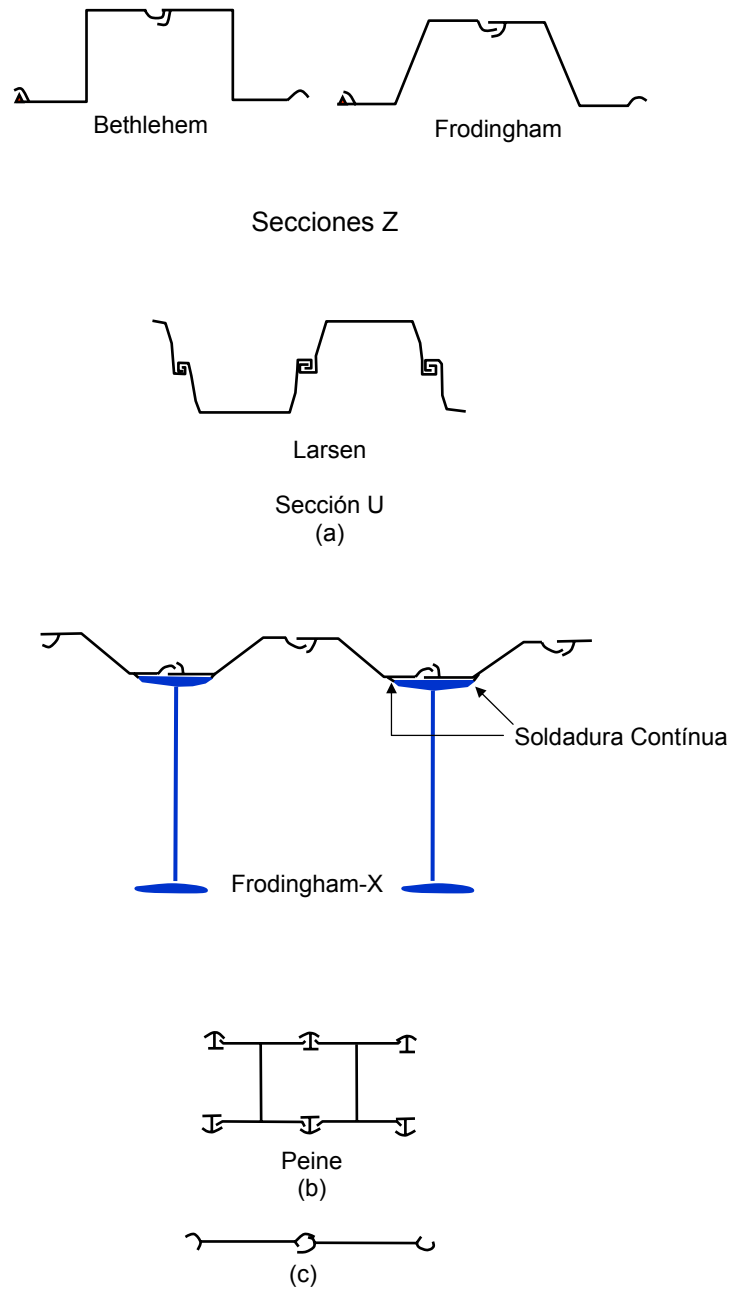
**Figura 10. Pilote Solera de Ala Ancha**



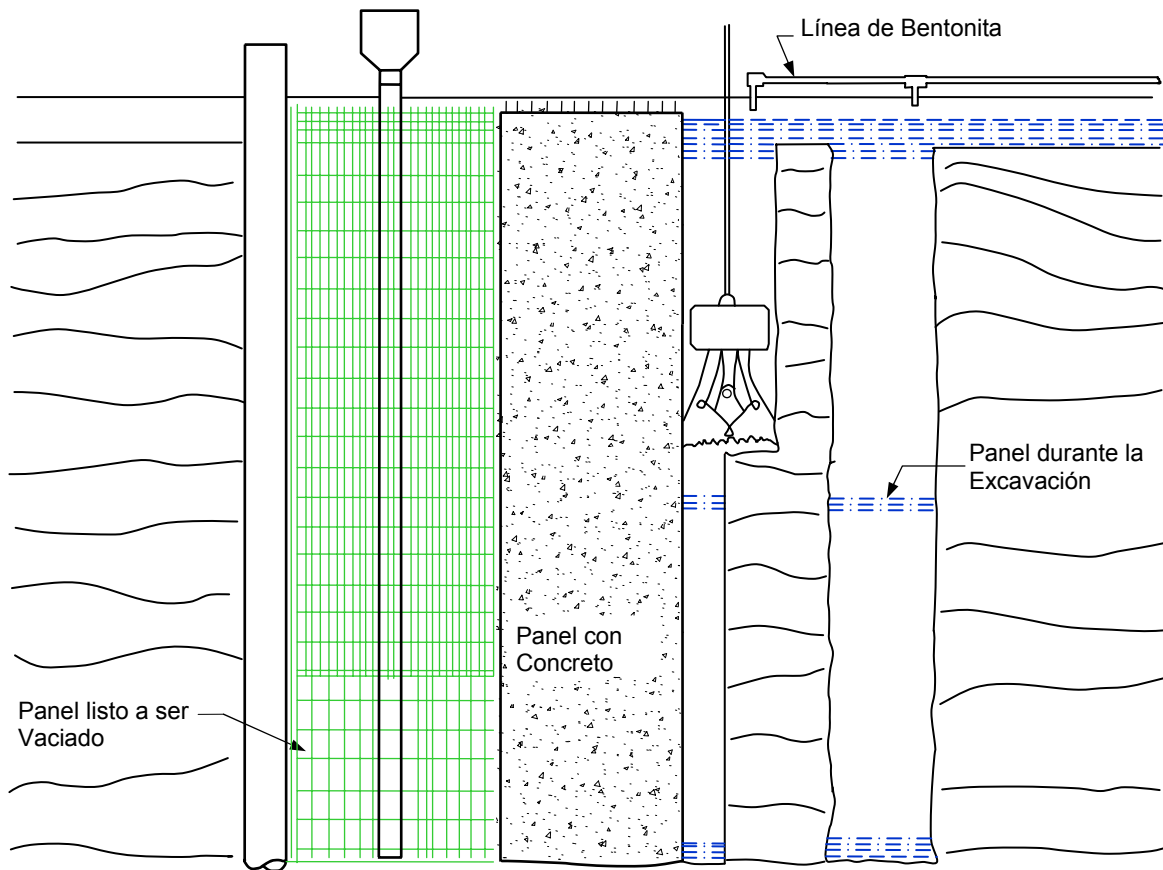
**Figura 11. Acción de Arco**



**Figura 12. Berma con Pendiente y Sumidero**

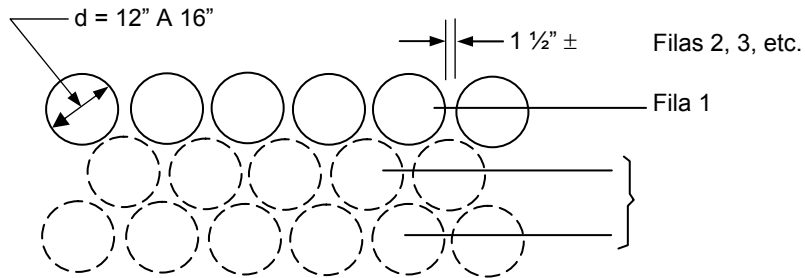


**Figura 13. Sección de Tablestacas Metálicas. (a) Rango Normal; (b) Modulo Alto, (c) Alma Recta**

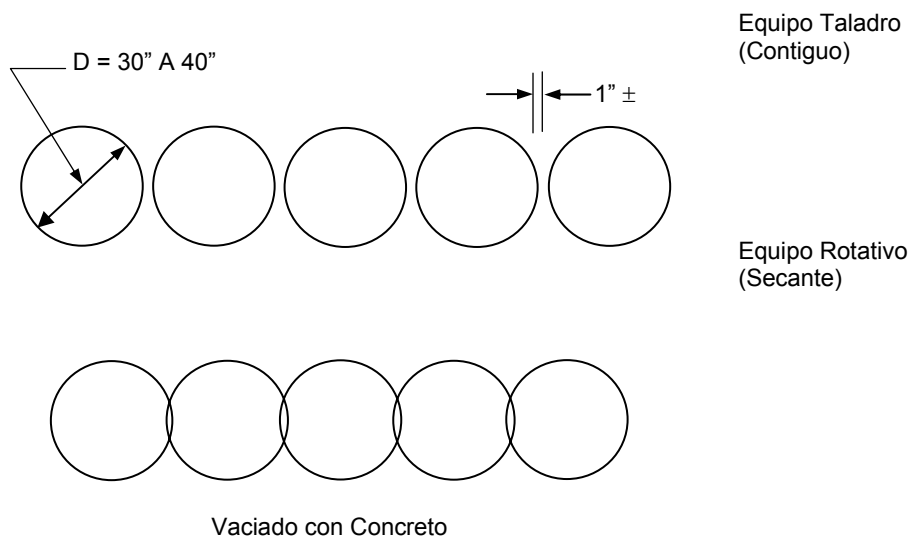


**Figura 14. Construcción de Pantalla de Concreto**

(a) Diámetro Pequeño (Pilotes Tangentes)

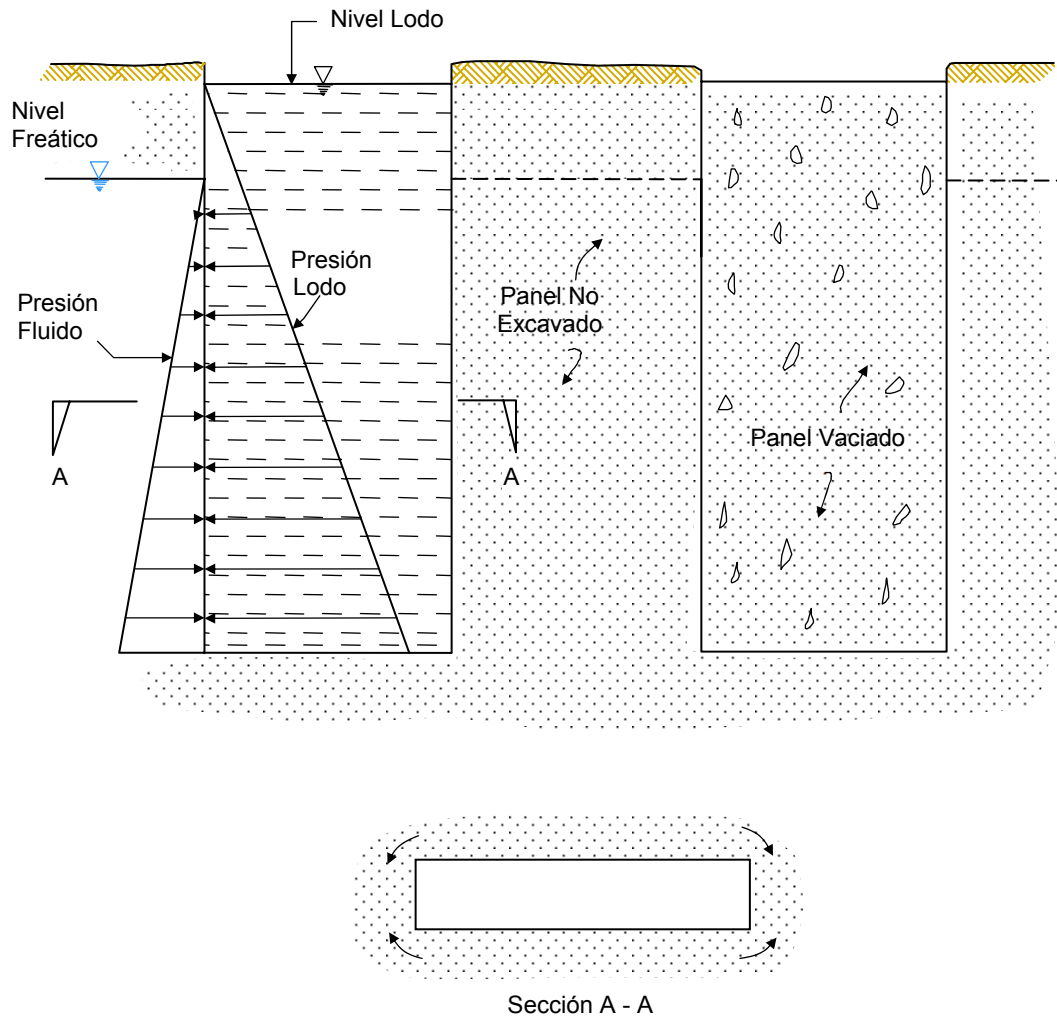


(b) Diámetro Grande (Pilotes Contiguos o Secantes)  
Lechada Llenada con Taladro Vástago Hueco

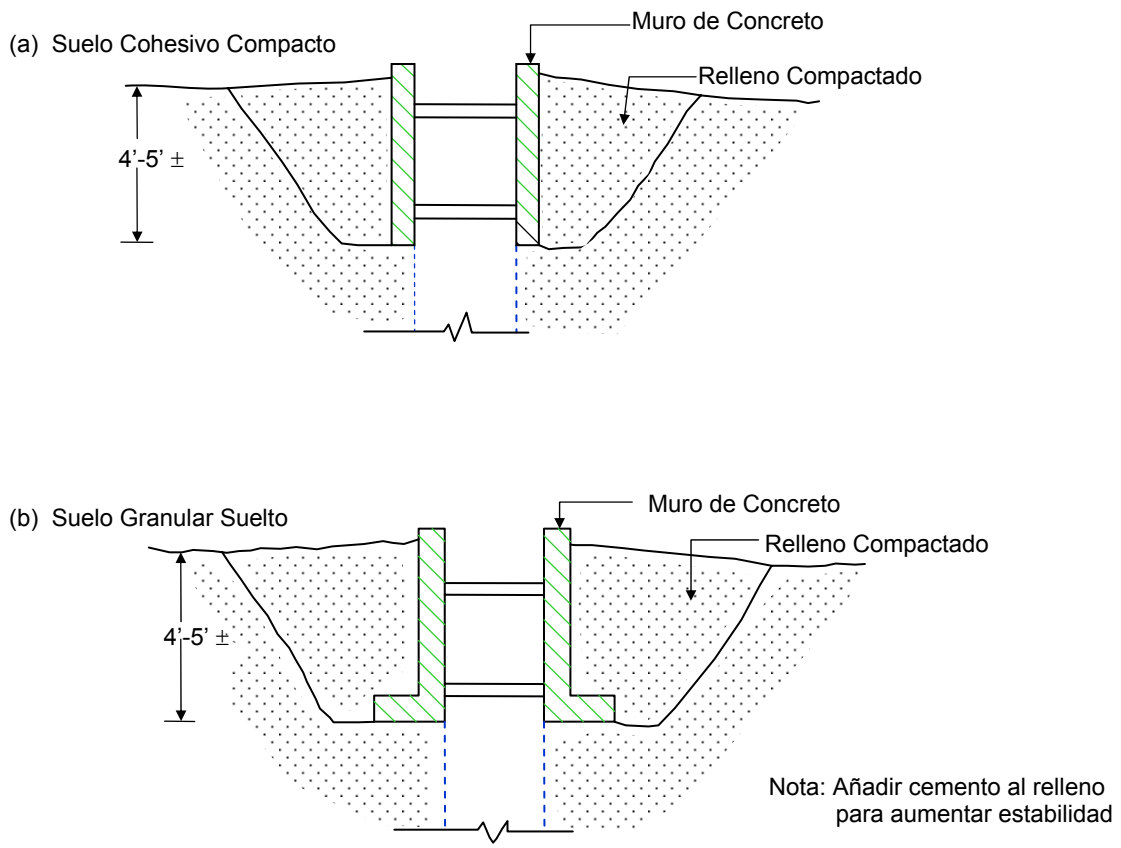


**Figura 15. Pilotes Continuos Excavados**



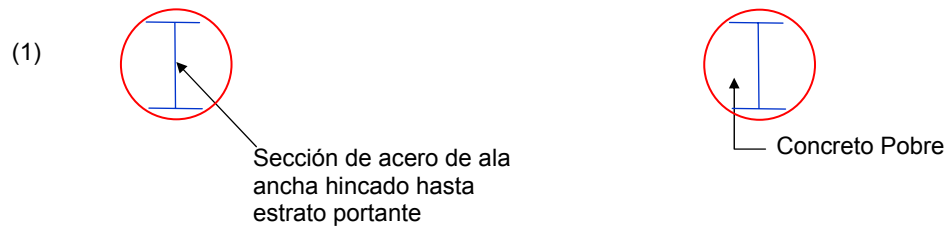


**Figura 16. Factores que ayudan a la Estabilidad de la Excavación**

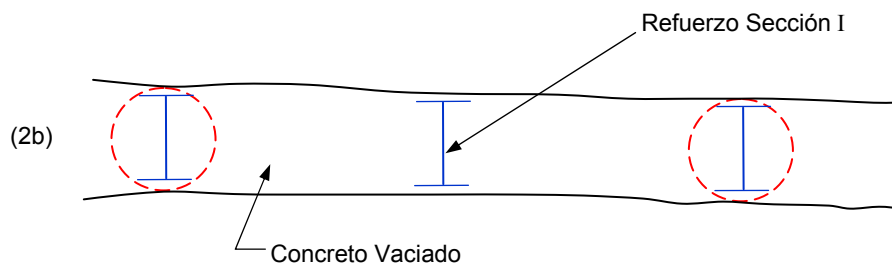
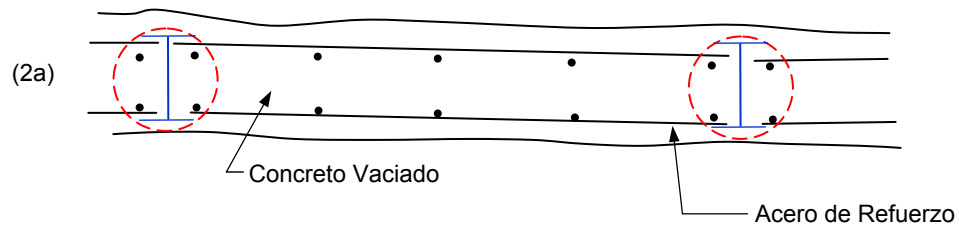


**Fig. 17. Muro - Guía**

Colocación de pilote-solera en agujero pre-excavado



Excavación y panel de concreto (refuerzo con acero)



**Figura 18. Pantalla de Concreto en dos Etapas**

# ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

## INTRODUCCION

El propósito de estas notas es proporcionar una visión simple y práctica sobre los problemas de estabilidad de taludes. Las notas cubren los siguientes aspectos: a) Características y Aspectos Críticos de Varios Tipos de Problemas de Estabilidad de Taludes, b) Procedimientos de Investigación y Diseño de Taludes, c) Estudio Geológico e Investigación Geotécnica, d) Utilización de Abacos en Estabilidad de Taludes, e) Análisis Detallado de Estabilidad y f) Métodos de Estabilización de Taludes.

Estas notas pretenden enfocar el análisis de estabilidad de manera general. Se presentan las referencias para el estudio posterior de los procedimientos analíticos avanzados existentes en la literatura especializada. Estas notas no cubren problemas especiales de estabilidad de taludes especializados, como el análisis y diseño de presas de tierra o el análisis de estabilidad durante terremotos. Se recomienda en dichos casos estudiar las referencias presentadas.

El contenido de estas notas ha seguido muy de cerca las siguientes publicaciones: Duncan J.M. y Buchignani A. L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley y Duncan J.M. (1977), "Slope Stability Analysis", Notes for Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams, University of California, Berkeley.

## CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

### TERRAPLENES GRANULARES CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA

La estabilidad de los terraplenes de relleno constituidos por gravas, arenas y limos depende de:

- a) Angulo de fricción interna del material,  $\bar{\phi}$ ;
- b) La pendiente del terraplén;
- c) El peso unitario del terraplén y
- d) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento superficial que puede ser analizado utilizando métodos simples de análisis de pendiente infinita.

Los valores de  $\bar{\phi}$  para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas. La presión de poros debido a infiltraciones de agua reduce la estabilidad del terraplén.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión de las aguas superficiales; se deben instalar cunetas de drenaje, banquetas y plantar vegetación en dichos taludes para reducir la velocidad del agua de escorrentía y retardar la erosión. Los taludes saturados en materiales granulares están sujetos a licuación y flujo de tierra; los taludes secos a asentamientos y derrumbes. Se necesitan densidades relativas mayores del 50% para asegurar la estabilidad sísmica.

## **TERRAPLENES COHESIVOS CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA**

La estabilidad de terraplenes de suelos cohesivos, tales como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de:

- a) La resistencia al cortante ( $c$ ,  $\phi$  ó  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$ );
- b) El peso unitario del material;
- c) La altura del terraplén;
- d) La pendiente del mismo; y
- e) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la superficie del terreno firme.

Con respecto a los terraplenes construidos con suelos cohesivos que drenan muy lentamente, puede ser necesario analizar la estabilidad para varias condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo ( $\phi = 0$ )**. Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia  $c$  y  $\phi$ . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad y contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.

Las presiones de agua externa tienen un efecto estabilizador en los taludes; deben ser tomadas en cuenta tanto en el análisis con esfuerzos totales como esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo**. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales drenados (CD ó S), o ensayos de corte directo, o ensayos triaxiales consolidados – no

drenados con medición de la presión de poros ( $\bar{C}U$  ó  $\bar{R}$ ) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros  $\bar{c}$  y  $\bar{\phi}$ .

Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.** Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos en ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. La resistencia no drenada se relaciona a la presión de consolidación, sin usar los valores de  $c$  y  $\phi$ .

El análisis de estabilidad se ejecuta con la determinación para cada punto a través del cual pasa la superficie de falla, del esfuerzo efectivo antes del desembalse o cambio de carga. El esfuerzo efectivo determinado es la presión de consolidación, que determina la resistencia no drenada en dicho punto. Con las resistencias determinadas en los puntos a lo largo de la superficie de falla, se analiza la estabilidad con el método de esfuerzos totales.

Las presiones de poro no se consideran explícitamente en el análisis. Dichos efectos están considerados en la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

## TERRAPLENES EN TERRENO BLANDO

La estabilidad de terraplenes construídos en terreno blando depende de:

- La resistencia al corte del terraplén, caracterizada por los parámetros  $c$ ,  $\phi$  ó  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$ ;
- El peso unitario del terraplén;
- La altura del terraplén;
- El ángulo del talud;
- La resistencia al corte de la cimentación, caracterizada por los parámetros  $c$  ó  $\bar{c}$  y  $\phi$  ó  $\bar{\phi}$ ; y
- Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítica es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la parte superior de un estrato resistente en la cimentación. Una gran parte de la superficie de falla se localiza dentro de la cimentación, especialmente cuando el terreno blando es profundo, y por lo tanto la estabilidad del terraplén depende de la resistencia al cortante de la cimentación.

Usualmente la condición a corto plazo en terraplenes en terreno blando es la más crítica, ya que la cimentación se consolida con el peso del terraplén, ganando resistencia con el tiempo. Sin embargo, puede ser necesario analizar también la estabilidad para otras condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.**- Si el terraplén es granular, su resistencia debe ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de fricción a ser usados en el análisis deben determinarse de ensayos triaxiales drenados o corte directo, o por correlaciones con densidad relativa, granulometría y forma de partículas. Las presiones de poro en material granular se pueden determinar por medio de redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el terraplén está constituido por suelo cohesivo de baja permeabilidad, su resistencia a corto plazo deberá tratarse en términos de esfuerzos totales. Su resistencia puede determinarse por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

La cimentación en arcilla blanda tiene baja permeabilidad, por lo que durante la construcción no hay disipación de presión de poros. En estas condiciones la resistencia al corte de la arcilla deberá ser tratada en términos de esfuerzos totales y su valor determinado de ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes inalterados.

En arcillas saturadas el valor de la fricción es cero para ensayos no consolidados – no drenados, por lo que su resistencia no drenada es igual a la cohesión. Dicho parámetro también puede ser determinado de ensayos de compresión no confinada o veleta, con las correcciones respectivas.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis de esfuerzos totales, pero sus efectos en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de  $c$  y  $\phi$ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, las presiones de poro en los especímenes de laboratorio serán las mismas que en el campo, donde los esfuerzos totales son iguales; el uso de parámetros de resistencia en esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones no drenadas a corto plazo.

Las presiones de agua externas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea en esfuerzos totales o en esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.**- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia del terraplén y la cimentación obtenidos de ensayos triaxiales drenados (CD ó S) o consolidados – no drenados con medición de presión de poros ( $\overline{CU}$  ó  $\overline{R}$ ), o ensayos de corte directo. Los especímenes de la cimentación deberán ser inalterados y los del terraplén deberán ser compactados a las condiciones de campo.

Las presiones de poro son gobernadas por condiciones de infiltración constante y se determinan por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deberán ser incluidas en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar**.- Esta condición se analiza con métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte de terraplén y cimentación obtenidas de ensayos consolidados – no drenados (CU ó R). La interpretación y procedimiento de análisis es similar al presentado para terraplenes en suelo firme.

**TALUDES EN EXCAVACIONES**.- La estabilidad de una excavación depende de:

- a) La resistencia del terreno donde se excava el talud, caracterizada por sus parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  ó  $\bar{c}$  y  $\bar{\phi}$ ;
- b) El peso unitario del terreno;
- c) La altura del talud;
- d) La pendiente del talud; y
- e) La presión de poros

El mecanismo de falla crítico es usualmente una superficie profunda en terrenos cohesivos homogéneos, y un deslizamiento superficial en terrenos granulares homogéneos. En taludes heterogéneos la superficie crítica puede ser superficial ó profunda, dependiendo de la resistencia y el perfil del terreno.

La estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación en terrenos cohesivos es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, debido a que el terreno cercano a la excavación se expande bajo la reducción de esfuerzos, quedando más débil con el tiempo. Sin embargo, será necesario analizar la estabilidad de excavaciones para diferentes condiciones de la presión de poros:

- 1) **Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo**.- Si el talud se excava total o parcialmente en talud granular, sin desarrollo de exceso de presión de poros al final de la construcción, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos.

Los valores de  $\bar{\phi}$  deberá ser determinados por ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas. Las presiones de poros son las de infiltración constante y pueden ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales. Dichas resistencias se determinan por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión es la resistencia no drenada y puede ser determinada además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

Las presiones de poros internas no se consideran explícitamente en este análisis, los efectos de la presión de poros en ensayos no drenados se reflejan en los valores de  $c$  y  $\phi$ . Las presiones de poro inducidas en especímenes inalterados serán las mismas que en el campo en lugares donde los esfuerzos totales son los mismos, el uso de parámetros de resistencia en función de esfuerzos totales de ensayos no drenados



toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones a corto plazo, no drenadas.

Las presiones de agua externas deben ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea realizado en función de esfuerzos totales o efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.**- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (CD ó S), consolidados – no drenados con medición de presión de poros ( $\overline{CU}$  ó  $\overline{R}$ ) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.
- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.**- Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes inalterados. La interpretación de los ensayos y los procedimientos de análisis son similares a los descritos en el caso de terraplenes en suelo firme.

**LADERAS NATURALES.**- Si una ladera natural se modifica por cortes y rellenos, será necesario analizar la estabilidad de la misma para las diferentes condiciones de la presión de poros. Los terraplenes en laderas naturales pueden ser tratados de acuerdo a los procedimientos de terraplenes descritos anteriormente y los cortes o excavaciones en laderas naturales pueden ser analizados siguiendo los procedimientos descritos para taludes en excavaciones.

Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

La resistencia puede ser determinada utilizando ensayos triaxiales drenados (CD ó S); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de presión de poros ( $\overline{CU}$  ó  $\overline{R}$ ). Las presiones de poro pueden ser determinadas por mediciones de campo o utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y presiones de agua externas deben ser incluidas en el análisis.

**TALUDES CON PROBLEMAS ESPECIALES.**- Existen diferentes tipos de terreno que presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

**Arcillas Duras Fisuradas y Lutitas:** La resistencia cortante de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico). Existe evidencia que en este tipo de suelo, las fallas de los taludes pueden ser del tipo progresivo y que en un período largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por

muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

Loess: Debido a que este tipo de depósito contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que discurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud. Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

Suelos Residuales: Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión. Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy difícil. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.

Arcillas Altamente Sensibles: Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

## **PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES**

Dependiendo del tipo de talud y el tiempo y recursos destinados a la investigación de campo y al análisis, existen diferentes procedimientos de investigación y diseño de taludes. Existen tres procedimientos usuales, que representan niveles de complejidad y costo.

- 1) Uso de observación de campo y experiencia, sin sondajes, ni ensayos de laboratorio, ni análisis de estabilidad.
- 2) Uso de cálculos de estabilidad mediante ábacos, en combinación con observaciones de campo y un número mínimo de sondajes y ensayos de laboratorio.
- 3) Uso de cálculos detallados de estabilidad, en combinación con un programa amplio de investigación de campo y ensayos de laboratorio.

Observación de Campo.- Se diseñan los taludes en base a la observación de campo de taludes existentes en la misma área y del mismo tipo de suelo. Este procedimiento se aplica

cuando el costo de perforaciones y ensayos de laboratorio es mayor que el costo de reparar la falla del talud.

El primer paso consiste en revisar los mapas geológicos existentes y un reconocimiento de la geología. Especialmente se estudia evidencias de infiltraciones, topografía y condiciones de taludes aledaños. También deben anotarse el tipo y condiciones de la vegetación existente, la cobertura y la posible inclinación de los árboles.

Usualmente se preparan gráficos de campo para los taludes en donde se anotan los taludes estables e inestables en base a sus alturas y pendientes. Para la preparación de este tipo de gráfico deben inventariarse los deslizamientos y taludes estables de la zona.

Uso de Abacos.- Este procedimiento se emplea en los análisis de tipo preliminar. Sin embargo algunos ábacos disponibles hacen posible un análisis muy preciso para ciertas condiciones. Existen ábacos que consideran efectos de sobrecarga, grietas de tensión, sumergencia, infiltración y aumento de resistencia al cortante con la profundidad.

En la mayoría de los casos se puede obtener con los ábacos una aproximación del 15% en el factor de seguridad. Por lo tanto, cuando no se tienen datos suficientes de resistencia del terreno y condiciones de campo, el uso de ábacos puede ser suficientemente aproximado.

El uso de ábacos se emplea para comparar alternativas, el chequeo del análisis detallado de estabilidad y análisis retrospectivo de taludes.

Análisis Detallado.- Una investigación detallada de estabilidad incluye el estudio geológico, observación de campo, sondajes de exploración, ensayos de laboratorio y cálculos detallados de estabilidad. El análisis puede realizarse manualmente o por computadora. Los ábacos de estabilidad pueden utilizarse en estudios preliminares o chequeo del análisis final.

Estudios de observación de campo pueden ejecutarse para comprobar el comportamiento del talud, determinar la zona de falla y chequear los métodos de estabilización utilizados.

## **ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACION GEOTECNICA**

Se realizan estudios geológicos detallados e investigaciones de sitio para obtener la información requerida para el análisis de nuevos taludes y el planeamiento de medidas correctivas en deslizamientos. El primer paso en el programa de exploración de campo es realizar un reconocimiento geológico, incluyendo un mapeo de campo del área. Las notas de campo deben registrarse en un mapa topográfico a gran escala. El reconocimiento debe anotar la uniformidad de la topografía, infiltración, existencia de trazas de deslizamientos antiguos, verticalidad de árboles y la condición de los taludes aledaños. La localización de las perforaciones o calicatas debe planearse y fijarse en el campo durante esta etapa de la investigación.

Debe planearse un número suficiente de sondajes, de modo de obtener información detallada de la superficie y del subsuelo del área en estudio. Algunas veces debido a la topografía accidentada, el acceso del equipo puede ser difícil, por lo que puede necesitarse

equipo especial montado en camiones. Se prefieren sondajes de gran diámetro a los de diámetro pequeño al perforar en área sujetas a deslizamientos, debido a que es a menudo posible el localizar el plano de falla, al examinar las muestras de una perforación de gran diámetro. Las zonas de corte o “slickensides” proporcionan evidencias de movimientos en el pasado. Se deben tomar muestras inalteradas a profundidades seleccionadas en la perforación y cuando se encuentre cambio en el tipo de suelo. En el caso de deslizamiento existente, deben tomarse de ser posible, muestras en la zona de falla. En algunos casos puede ser necesario que un geólogo entre en la perforación para examinar los lados de la misma en busca de zonas de falla, evidencia de movimientos o infiltración. La perforación en este caso, por precaución, deberá estar entubada. Las profundidades de los sondajes deberán extenderse por debajo del pie del talud, y de ser posible, deberán llegar a suelo firme o roca.

Para obtener información del nivel freático, los sondajes deben tener entubado perforado y relleno de grava, de modo que puedan realizarse mediciones a largo plazo de las fluctuaciones del nivel freático. También pueden instalarse piezómetros en localizaciones seleccionadas para medir presiones de poro. Algunas veces se pueden instalar piezómetros en sondajes, una vez que el muestreo se ha realizado.

En base al reconocimiento y a la información de los sondajes, deben dibujarse perfiles de la superficie y del subsuelo, indicando condiciones del suelo y el nivel freático. En los perfiles se deben indicar los pesos unitarios, ensayos de clasificación y de resistencia de laboratorio.

## **UTILIZACION DE ABACOS**

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente mediante la utilización de ábacos. Aunque los ábacos suponen taludes simples y condiciones uniformes del suelo, se pueden utilizar para obtener respuestas aproximadas para problemas más complejos si los taludes irregulares se modelan con taludes más simples y se utilizan valores promedio de peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.

## **ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS DE RESISTENCIA UNIFORME y $\phi = 0$**

También se presentan gráficos complementarios que proporcionan correcciones por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión en la cima.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos:

1. De los gráficos inferiores determine la localización del centro del círculo crítico ( $X_o$ ,  $Y_o$ ). Para taludes más empinados que  $53^\circ$ , el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos que  $53^\circ$ , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

2. Utilizando como guía el círculo estimado, determine el valor promedio de la resistencia,  $c$ . Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados intersectado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.
3. Calcule el factor de profundidad,  $d$ , por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H} \quad \text{donde:}$$

$D$  = profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

$H$  = altura del talud.

4. Calcule  $P_d$  de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

donde:

$\gamma$	=	peso unitario promedio del suelo
$H$	=	altura del talud
$q$	=	sobrecarga
$\gamma_w$	=	peso unitario del agua
$H_w$	=	altura de agua fuera del talud
$\mu_q$	=	factor de reducción por sobrecarga
$\mu_w$	=	factor de reducción por sumergencia
$\mu_t$	=	factor de reducción por grieta de tensión

Si no hay sobrecarga,  $\mu_q = 1$ ; si no hay sumergencia,  $\mu_w = 1$ , y si no hay grieta de tensión,  $\mu_t = 1$ .

5. Del gráfico superior determine el valor del número de estabilidad,  $N_o$ , que depende del ángulo del talud,  $\beta$ , y del valor de  $d$ .
6. Calcule el factor de seguridad,  $F$ , mediante la fórmula:

$$F = \frac{N_o \ c}{P_d}$$

donde:  $N_o$  = número de estabilidad  
 $c$  = resistencia cortante promedio

7. Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad, para círculos a más de una profundidad.

El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse.

- Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico será tangente a la base de la capa inferior.
- Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede ser tangente a la base de la capa superior o de la inferior, debiéndose examinar ambas.

## **ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS UNIFORMES CON $\phi > 0$**

Dichos gráficos se presentan en estas notas. Los factores de reducción por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión, son los mismos que los presentados anteriormente.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos.

1. Estime la localización del círculo crítico ejerciendo juicio ingenieril. En la mayoría de condiciones para taludes simples en suelos uniformes con  $\phi > 0$ , el círculo crítico pasa por el pie del talud. Los números de estabilidad presentados en el gráfico han sido desarrollados para el análisis del círculo pasando por el pie.

Sin embargo, cuando no existe uniformidad en el suelo y existe una capa débil por debajo del pie del talud, un círculo de falla que pasa por debajo del pie puede ser más crítico que uno por el pie. El mismo gráfico presentado puede utilizarse en dichos casos si los valores de  $c$  y  $\phi$  utilizados representan los valores promedio del círculo considerado.

Si existe una capa débil por encima del pie del talud, un círculo que pasa por encima del pie puede ser más crítico. Similarmente, si existe agua fuera del pie del talud, un círculo por encima de éste puede ser más crítico. Cuando se analizan estos tipos de círculos de falla, el valor de  $H$  debe tomarse como la altura de la base de la capa débil o del nivel de agua, a la cima del talud.

2. Utilizando dicho círculo como guía, estime los valores promedio de  $c$  y  $\phi$ . Esto puede realizarse determinando los valores promedio ponderados de  $c$  y  $\phi$  a lo largo del círculo de falla, con el factor de ponderación siendo el número de grados intersectados por cada suelo a lo largo del círculo.
3. Calcule  $P_d$  de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

Los factores han sido definidos previamente.

4. Calcule  $P_e$  de la fórmula:

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w}$$

donde:

$$\begin{aligned} H'_w &= \text{altura del agua dentro del talud} \\ \mu'_w &= \text{factor de reducción por infiltración} \end{aligned}$$

Los otros factores han sido definidos previamente.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, tomar  $q=0$  y  $\mu_q=1$  en la fórmula de  $P_e$ . Si no existe sobrecarga,  $\mu_q=1$ , y si no existe infiltración,  $\mu'_w=1$ .

5. Calcule el parámetro adimensional mediante la fórmula:

$$\lambda c \phi = \frac{P_e \operatorname{tg} \phi}{c}$$

$$\begin{aligned} \text{donde: } \operatorname{tg} \phi &= \text{valor promedio de } \operatorname{tg} \phi \\ c &= \text{valor promedio de } c. \end{aligned}$$

Para  $c=0$ ,  $\lambda c \phi$  es infinito. En tal caso, omita el paso 6.

6. Utilizando el gráfico izquierdo presentado, determine el valor del número de estabilidad,  $N_{cf}$ , que depende del ángulo del talud  $\beta$ , y el valor de  $\lambda c \phi$ .

7. Calcule el factor de seguridad,  $F$ , mediante la fórmula:

$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (\text{para } c > 0)$$

para  $c=0$ ,  $\lambda c \phi$  es infinito y el factor de seguridad se calcula de la fórmula:

$$F = \frac{P_e}{P_d} b \operatorname{tg} \phi \quad (\text{para } c = 0)$$

donde  $b$  es la relación del talud  $= \cotg \beta$  y los otros factores fueron definidos previamente.

8. Determine la localización real del círculo crítico mediante el gráfico de la derecha. El centro del círculo se localiza en  $X_o, Y_o$ , y pasa a través del pie del talud. Una excepción es cuando una capa débil debajo del pie ocasiona un círculo más crítico (ver paso 1). En este caso el círculo crítico pasa tangente a la base de la capa débil. Una segunda

excepción es para  $\lambda c\phi = \infty$ , en cuyo caso un deslizamiento superficial es el mecanismo de falla crítico.

Si el círculo de falla real es muy diferente al asumido en el paso 1, deben repetirse los pasos 2 a 8.

9. Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos a más de una profundidad. El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse:

- Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico se extenderá a la capa inferior; y un círculo por el pie o un círculo profundo en esta capa será el crítico.
- Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede o no puede extenderse a la capa inferior, dependiendo de las resistencias relativas de las dos capas. Ambas posibilidades deben examinarse.

## ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS

Con los ábacos presentados pueden analizarse dos tipos de condiciones basadas en análisis de taludes infinitos:

1. Taludes en material granular, donde el mecanismo de falla crítico es deslizamiento superficial o rodadura.
2. Taludes en suelo residual, donde una capa relativamente delgada de suelo suprayace suelo firme o roca, y el mecanismo de falla crítico es de deslizamiento a lo largo de un plano paralelo al talud, en la parte superior del suelo firme.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos efectivos.

1. Determine la relación de presión de poros,  $r_u$ , que se define por:

$$r_u = \frac{u}{\gamma H}$$

Donde:  $u$  = presión de poros  
 $\gamma$  = peso unitario total de suelo  
 $H$  = profundidad correspondiente a la presión de poros  $u$ .

Para un talud existente, la presión de poros puede determinarse de mediciones de campo, efectuadas por piezómetros instalados en la profundidad de deslizamiento.

Para la condición de infiltración paralela al talud, que es muy frecuente, el valor de  $r_u$  se calcula de

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (\text{infiltración paralela al talud})$$



donde:

X = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie de la infiltración, medida normalmente a la superficie del talud.

T = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie del talud, medida normalmente a la superficie del talud.

$\gamma_w$  = peso unitario del agua.

$\gamma$  = peso unitario total del suelo.

$\beta$  = ángulo del talud.

Para el caso de la infiltración emergiendo del talud, que es más crítico que la infiltración paralela al talud, el valor de  $r_u$  puede calcularse:

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{1}{1 + \tan \beta \tan \theta} \text{ (infiltración paralela al talud)}$$

En donde:  $\theta$  = ángulo de infiltración medido de la dirección horizontal y los factores definidos previamente.

2. Determine los valores de los parámetros adimensionales A y B del gráfico inferior.

3. Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\tan \phi}{\tan \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

donde:  $\phi$  = ángulo de fricción en esfuerzos efectivos.

c = cohesión en esfuerzos efectivos.

$\beta$  = ángulo de talud.

H = profundidad de la masa deslizante, medida verticalmente

Los otros valores fueron definidos previamente.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos totales.

1. Determine el valor de B del gráfico inferior derecho.

2. Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\tan \phi}{\tan \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

en donde  $\phi$  = ángulo de fricción en esfuerzos totales.

c = cohesión en esfuerzos totales.

Los otros valores fueron definidos previamente.

## **ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON RESISTENCIA AUMENTANDO CON LA PROFUNDIDAD Y $\phi = 0$**

Se acompañan los gráficos de estabilidad para este tipo de suelos.

Pasos a seguir.

1. Seleccione la variación lineal de resistencia con profundidad que mejor se ajuste a los valores medidos. Extrapole la variación lineal hacia arriba para determinar  $H_0$ , la altura a la cual el perfil de resistencia es cero.
2. Calcule  $M = H_0/H$ , donde  $H$  = altura del talud.
3. Determine el número de estabilidad,  $N$ , del gráfico.
4. Determine el valor de resistencia,  $C_b$ , en la base del talud.
5. Calcule el factor de seguridad,  $F$ , usando la fórmula.

$$F = N \frac{C_b}{\gamma(H + H_0)}$$

donde:  $\gamma$  = peso unitario total del suelo para taludes por encima del agua.  
 $\gamma$  = peso unitario sumergido del suelo para taludes sumergidos.  
 $\gamma$  = peso unitario promedio ponderado para taludes parcialmente saturados.

## **ANÁLISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD**

Cuando las condiciones del sitio y los parámetros de resistencia al cortante han sido investigados apropiadamente, se puede efectuar el análisis detallado de estabilidad de taludes.

- 1) Método de Dovelas: Se pueden analizar superficies de falla circulares y no circulares. La masa deslizante se divide en una serie de dovelas verticales y se establece el equilibrio de las fuerzas que actúan en cada dovela. Existen diversos métodos para convertir el sistema indeterminado en determinado.
- 2) Método de la Cuña Deslizante: Este es un procedimiento simple y conservador para superficie de falla no circular en suelos con  $\phi = 0$  ó  $\phi > 0$ .

La descripción de las Fuerzas Actuales, así como el Factor de Seguridad y el Equilibrio de Fuerzas y Momentos, así como los diferentes métodos se presentan en las láminas adjuntas.

## CONCLUSIONES SOBRE LOS METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE

- 1.- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, dá el mismo factor de seguridad en el análisis de  $\phi = 0$  con superficies de falla circular.
- 2.- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), dá error en el lado conservador para el caso de  $\phi > 0$ . Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.
- 3.- Para el análisis de  $\phi = 0$  ó  $\phi > 0$  con presiones de poros bajas o altas, el Método Simplificado de Bishop es adecuado para el análisis de falla circular. El método es muy estable numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla es muy parada, casi vertical.
- 4.- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el Factor de Seguridad es muy sensible a la inclinación asumida de las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de  $\phi > 0$ , pero no conservador (10-15%) para  $\phi = 0$ .
- 5.- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente  $\pm 5\%$  de la respuesta correcta.
- 6.- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio presentan ventajas y desventajas.
  - a) GPS o JANBU : El mejor para el cálculo manual. Pueden existir inestabilidades numéricas en el computador.
  - b) SPENCER : El más estable numéricamente, bueno para el computador, malo para el análisis manual.
  - c) MORGENSTERN- PRICE : El más flexible. Las fuerzas laterales asumidas se pueden cambiar, cambiando  $f(x)$ . Teóricamente es atractivo porque  $f(x)$  se puede cambiar hasta encontrar una distribución interna de esfuerzos razonable. En la práctica consume mucho tiempo y es innecesario para el cálculo del Factor de Seguridad, ya que este valor varía muy poco con  $f(x)$ .

## **METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES**

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

Un estudio geológico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla deberá determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla.

Si se estabiliza un derrumbe o deslizamiento mediante el tendido del talud o el uso de contrafuertes o estructuras de retención, la resistencia del suelo debe determinarse por métodos retrospectivos. Este valor de resistencia se usará en la evaluación del factor de seguridad después de la estabilización, o para estimar las cargas de diseño en la estructura de retención. Si existen diferencias entre las resistencias al cortante de laboratorio y del análisis retrospectivo, se usará este último ya que es un valor más confiable en el diseño de las obras de estabilización.

El cuadro adjunto presenta un resumen de los métodos de estabilización de taludes y deslizamientos.

PROCEDIMIENTO	CONDICION DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCOGNITAS	FORMA DE LA SUPER FICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOMENT O TOTAL	MOMENTO DOVELA IND.	VERT.	HOR.			Cálculos Manuales	Cálculos por Computadora
METODO ORDINARIO DE DOVELAS	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
METODO DE BISHOP MODIFICADO	Si	No	Si	No	N+1	Circular	Si	Si
METODO DE JANBU PROCEDIMIENTO GENERA- LIZADO. DEDOVELAS	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	Si	Si
METODOS DE SPENCER Y MORGENSTERN Y PRICE	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	No	Si
METODO DE LOWE Y KARAFIATH	No	No	Si	Si	2N	Cualquiera	Si	Si
METODO DE ESPIRAL LOGARITMICA	Si	-	Si	Si	3	Espiral Logarítmica	Si	Si



## REFERENCIAS

- 1) Asce (1977), "Rock Engineering for Foundation and Slopes", American Society of Civil Engineers, New York.
- 2) Abrams T.G. y Wright S.G. (1972), "A Survey of Earth Slope Failures and Remedial Measures in Texas", The Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- 3) Bailey W.A. (1966), "Stability Analysis by Limiting Equilibrium", C.E. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 4) Bell, J.M. (1968), "General Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM6, pp. 1253-1270.
- 5) Biarez J. (1965), "Equilibre, Limite Destalus et Barrages en Terre", Annales de L' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 211-212, Sols et Foundations, Vol. 51, pp. 1017-1030.
- 6) Bishop A.W. (1952), "The Stability of Earth Dams", PhD Thesis, University of London, England.
- 7) Bishop A.W. (1954), "The Use of Pore Pressure Coefficients in Practice", Geotechnique, Vol. IV, No. 4, pp. 148-152.
- 8) Bishop A.W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Vol. V, No. 1, pp. 7-17.
- 9) Bishop A.W. y Morgenstern N.R. (1960), "Stability Coefficients for Earth Slopes", Geotechnique, Vol 10, No, 4, pp. 129-150.
- 10) Bishop A.W. y Bjerrum L. (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", Proc. of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado.
- 11) Bjerrum L. (1955), "Stability of Natural Slopes in Quick Clay", Geotechnique, Vol 5, No. 1, pp. 101-119.
- 12) Bjerrum L. (1967), "Progresive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM5, pp. 1-49.
- 13) Bjerrum L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", General Report, 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 11-159.

- 14) Bush R.G. (1975), "Stabilization of a Landslide with Deep Drainage", Proc. 5th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, pp. 357-366.
- 15) Carrillo A. (1979), "Estabilidad y Resistencia del Conglomerado de Lima Metropolitana", El Ingeniero Civil, Vol 1, pp. 20-30.
- 16) Clough R.W. y Woodward R.J.III (1967), "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 529-550.
- 17) Cordova R.D. (1979), "Estudio de Estabilidad de Taludes en Minas a Cielo Abierto con Aplicación a la Mina Cerro Verde", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 18) Cordova R.D. y Alva Hurtado J. (1983), "Estabilidad de Escombreras en Explotaciones Mineras", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
- 19) Chen W.F. y Koh S.L. (1978), "Earthquake-Induced Landslide Problems", Central American Conference on Earthquake Engineering, San Salvador, El Salvador, pp. 665-685.
- 20) Chirapuntu S. y Duncan J.M. (1975), "The Role of Fill Strength in the Stability of Embankments on Soft Clay Foundations". Geotechnical Engineering Research Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 21) Deere D.U. y Patton F.D. (1971), "Slope Stability in Residual Soils", Proc. 4 th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, p. 87.
- 22) Duncan J.M. y Buchignani A.L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 23) Elnaggar H.A. y Flint N.K. (1976), "Analysis and Design of Highway Cuts in Rock", Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 24) Fellenius W. (1936), "Calculation of the Stability of Earth Dams", Trans. 2nd. Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Vol. 4, pp. 445-462.
- 25) Frohlich O.K. (1955), "General Theory of Stability of Slopes", Geotechnique.
- 26) Golder H.Q. y Ward W.H. (1950), "The Use of Shear Strength Measurements in Practical Problems", Geotechnique, Vol. II, No. 2, pp. 117-133.
- 27) Goodman R.E. (1976), "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", West Publishing Company, San Francisco.



- 28) Grismala R.E. (1978), "Stability Analysis of Natural Slopes with Weak Strata", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 29) Hamel J.V. (1969), "Stability of Slopes in Soft, Altered Rock", PhD thesis. University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 30) Hamel J.V. y Flint N.K. (1972), "Failure of Colluvial Slope", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 98, SM2, pp. 167-180.
- 31) Highway Research Board (1958), "Landslides in Engineering Practice", Edwin Eckel Editor, Special Report 29, Washington D.C.
- 32) Hoek E. y Bray J. (1974), "Rock Slope Engineering", The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.
- 33) Huang y. (1978), "Stability Charts for Sidehill Fills", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, GT5, pp. 659-663.
- 34) Hunter J.H. y Schuster R.L. (1968), "Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays", Geotechnique, Vol 13, No. 3, pp. 372-378.
- 35) Janbu N. (1954), "Aplication of Composite Slip Surface for Stability Analysis", Proc. European Conference Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp. 43-49.
- 36) Janbu N. (1957), "Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices", Proc. 4 th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 2, pp. 207-212.
- 37) Janbu N. (1973), "Slope Stability Computations", Embankments Dam Engineering, the Casagrande Volume, John Wiley, pp. 47-86.
- 38) John K.W. (1962), "An Approach to Rock Mechanics", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vo. 88, SM1.
- 39) John K.W. (1968), "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM2, pp. 497-526.
- 40) Johnson R.B. (1979), "Factors that Influence the Stability of Slopes, a Literature Review", U.S. DOT, Federal Highway Administration, RD 79-94 Washington, D.C.
- 41) Kenney T.C. (1963), "Stability of Cuts in Soft Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, SM5, pp. 17-37.
- 42) Ladd, G.E. (1928), "Methods of Controlling Highway Landslides", Roads and Streets, Vol 68, pp. 529-538.

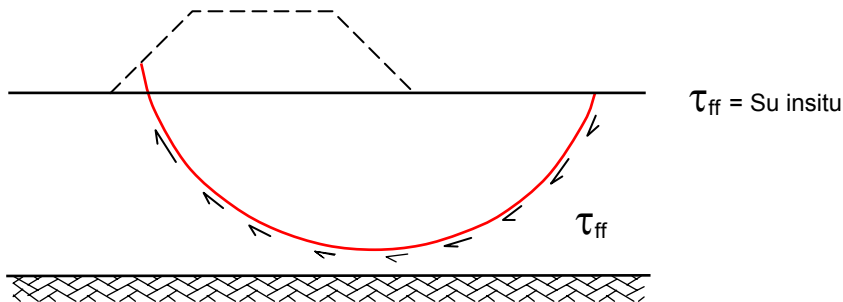
- 43) Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- 44) La Rochelle P. (1960), "The Short Term Stability of Slopes in London Clay", PhD Thesis, Imperial College, London, England.
- 45) Lengster M. (1977), "Stability of a Natural Slope", S.M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 46) Little A.L. y Price V.A. (1958). "The Use of an Electronic Computer for Slope Stability Analysis", Geotechnique, Vol. 8 No. 3, pp. 113-120.
- 47) Londe P., Vigier G. y Vormeringer R. (1966), "Stability of Rock Slopes, a Three Dimensional Study", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, SM7.
- 48) Londe P., Vigier G. y Vormeringer R. (1970), "Stability of Rock Slopes, Graphical Methods", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, SM4.
- 49) Lowe J. y Karafiath L. (1960), "Stability of Earth Dams Upon Drawdown", Proc. 1<sup>st</sup>. Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Vol. 2, pp. 537-552.
- 50) Lowe J. (1967), "Stability Analysis of Embankments", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 1-34.
- 51) Martinez Vargas A. (1967), "Estudio de los Sedimentos de Iquitos y sus Consideraciones en los Derrumbes de la Ribera del Amazonas", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 27, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 52) Martinez Vargas A.(1971), "Análisis sobre los Huaicos, Aluviones y Alud-Aluviones ante el Efecto Sísmico en el Perú", III Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.
- 53) Martinez Vargas A. (1972), "Análisis de Estabilidad de Taludes", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 45, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 54) Martinez Vargas A.(1974),"Modelo del Estudio Geotécnico Básico de los Huaicos, Aluviones, Alud-Aluviones e Inundaciones", Revista de la Sociedad de Ingenieros del Perú, Informes y Memorias No. 4, pp. 45-48.
- 55) Martinez Vargas A. (1974), "Represamiento del Río Mantaro: El Aluvión de Huacoto y su Origen. Análisis de las Condiciones de Seguridad de la zona del Mantaro", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 52, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

- 56) Martinez Vargas A. y Ocampo A. (1975), "Movimiento del Terreno, Carretera Marginal de la Selva Tarapoto-Río Nieva", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 56, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 57) Meyerhoff G.G. (1957) "The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soils", Geotechnique, Vol. VII, No. 1, pp. 41-49.
- 58) Morgenstern N.R. y Price V.E. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique, Vol. 15, No. 1, pp. 79-93.
- 59) Morgenstern N.R. y Price V.E. (1967), "A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces", The Computer Journal, Great Britain, Vol. 9, No. 4. pp. 388-393.
- 60) Newark N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 15, pp. 139-160.
- 61) Peck R.B. (1967), "Stability of Natural Slopes", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 403-418.
- 62) Peterson R., Jaspard J.L., Rivard P.J. E Iverson N.L. (1960). "Limitations of Laboratory Shear Strength in Evaluating Stability of Highly Plastic Clays", Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 765-791.
- 63) Piteau D.R. and Associates, Ltd. (1979). "Rock Slope Engineering Reference Manual", Vancouver (British Columbia).
- 64) Platt G.A. (1966), "Investigation of a Slope Stability at Amuay, Venezuela", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 65) Sarma K. (1973), "Stability Analysis of Embankments and Slopes", Geotechnique, Vol. 23, No. 3, pp. 423-433.
- 66) Schweizer R.J. y Wright S.G. (1974), "A Survey and Evaluation of Remedial Measures for Earth Slope Stabilization", The Center for Highway, Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- 67) Seed H.B. (1968) "Landslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, pp. 1059-1122.
- 68) Skempton A.W. (1948), "The  $\phi = 0$  Analysis of Stability and Its Theoretical Basis", Proc. 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p.72.
- 69) Skempton A.W. (1964), "Longterm Stability of Clay Slopes", Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 77-102.

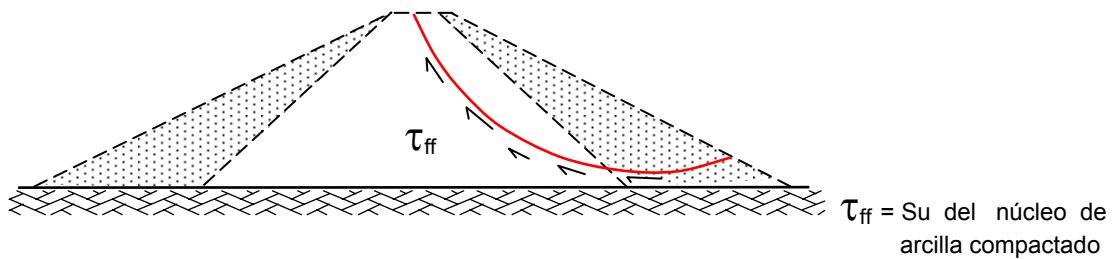
- 70) Skempton A.W. (1977), "Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay", Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. III, pp. 261-270.
- 71) Spencer E. (1967), "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces", Geotechnique, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26.
- 72) Spencer E. (1968), "Effects of Tension on Stability of Embankments", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM5, pp. 159-1173.
- 73) Spencer E. (1969), "Circular and Logarithmic Spiral Slip Surfaces", Journal of the Soil Mechanics and Foundations, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM1, pp. 227-234.
- 74) Tavenas F., Track B. y Lerouneils S. (1980), "Remarks on the Validity of Stability Analysis", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, pp. 61-73.
- 75) Taylor D.W. (1937), "Stability of Earth Slopes", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 24, No. 3, (Reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, pp. 337-386).
- 76) Terzaghi K. (1950), "Mechanism of Landslides", Engineering Geology, Berkeley Volume, The Geological Society of America, pp. 83-123.
- 77) Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- 78) Terzaghi K. y Leps T. (1960), "Design and Performance of Vermilion Dam", Trans. American Society of Civil Engineers, Vol. 125, Part. 1.
- 79) Tong C.K. (1970), "Stability Control of a Natural Slope", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 80) Transportation Research Board (1980), "Compendium 13, Slopes: Analysis and Stabilization", Transportation Technology Support for Developing Countries, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- 81) Turnbull W.J. y Hvorslev M.J. (1967), "Special Problems in Slope Stability", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 499-528.
- 82) Vargas M. (1967), "Design and Construction of Large Cutting in Residual Soil", Proc. 3rd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, Vol. II, pp. 234-254.

- 83) Wright S.G. (1969), "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 84) Wright S.G. (1971), "A General Computer Program for Slope Stability Analysis", Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Texas.
- 85) Wright S.G., Kulhawy F.H. Y Duncan J.M. (1973), "Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, SM10, pp. 783-791.
- 86) Whitman R.V. Y Bailey W.A. (1967), "The Use of Computers for Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93. SM4, pp. 475-498.
- 87) Whitman R.V. Y Moore P.J. (1963), "Thoughts Concerning the Mechanics of Slope Stability Analysis", Proc. 2nd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 391-411.
- 88) Yoder S.M. Y Hopkins T.C. (1973), "Slope Stability Analysis A Computerized Solution of Bishop's Simplified Method of Slices", Kentucky Department of Highways, Lexington, Kentucky.
- 89) Zaruba Q. Y Menci V. (1969), "Landslides and Their Control", Czechoslovak Academy of Sciences, Praga.

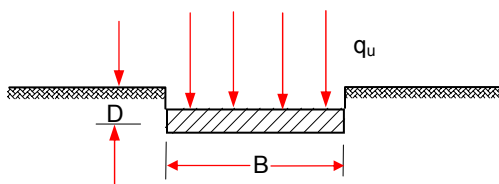
## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO UU (NO CONSOLIDADO - NO DRENADO)



a) Terraplen construido rapidamente sobre un depósito de arcilla blanda



b) Presa de tierra grande construida rapidamente sin cambio en el contenido de humedad del núcleo de arcilla

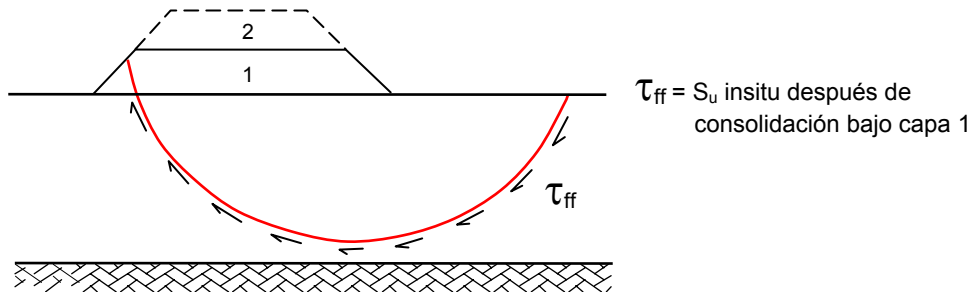


$$q_u = 5.7 S_u + \gamma_i D$$

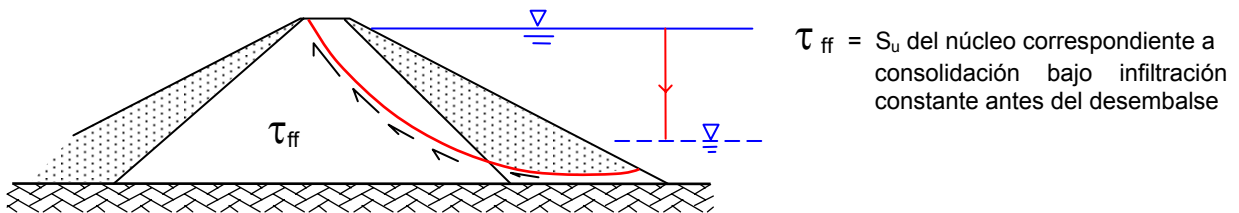
de la fórmula de capacidad de carga  
Terzaghi con  $\phi = 0$

c) Zapata continua colocada rapidamente en depósito de arcilla

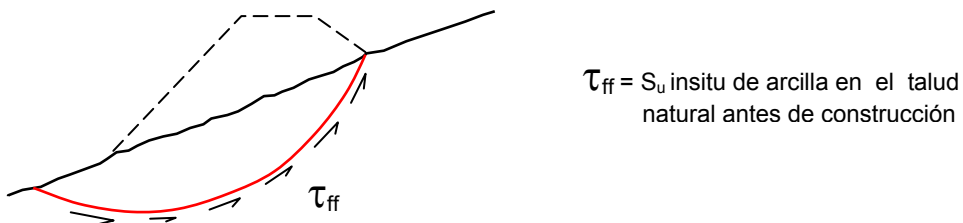
## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CU (CONSOLIDADO - NO DRENADO)



### a) Terraplen elevado después de consolidarse bajo altura inicial



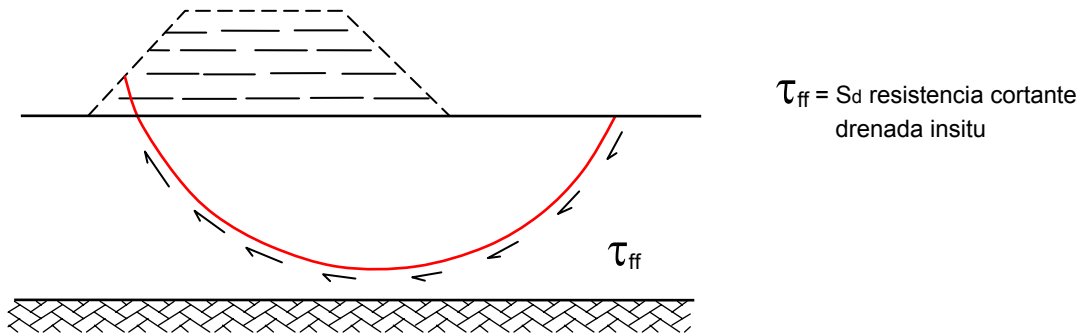
### b) Desembalse rápido aguas arriba. Sin drenaje del núcleo



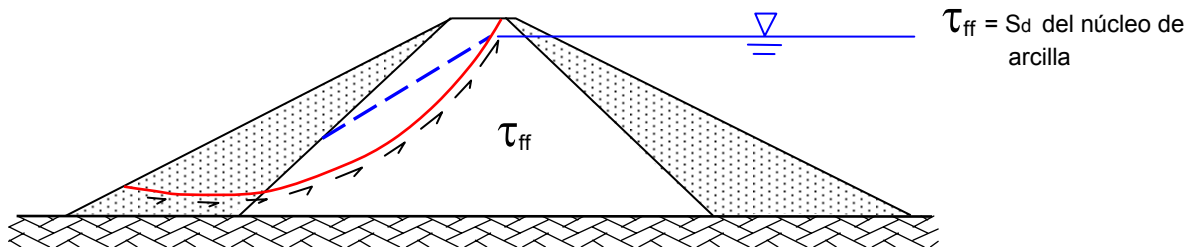
### c) Construcción rápida de terraplén en talud natural

## EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CD (CONSOLIDADO - DRENADO)

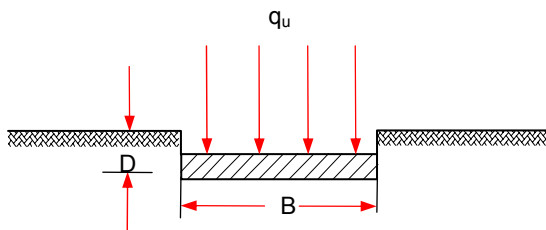
a) Terraplén construido muy lentamente por capas sobre un depósito de arcilla blanda



b) Presa de tierra con estado de infiltración constante



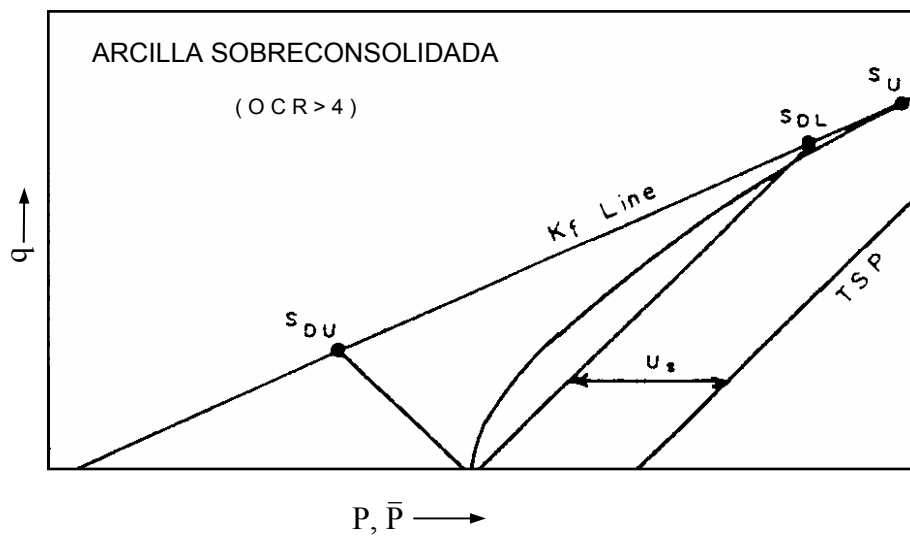
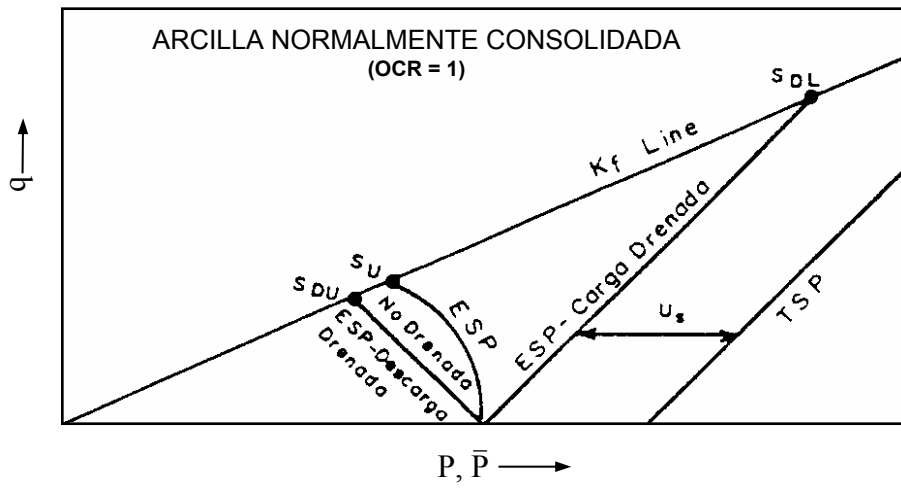
c) Zapata continua en depósito de arcilla a largo plazo después de la construcción



$$q_u = \bar{c} N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

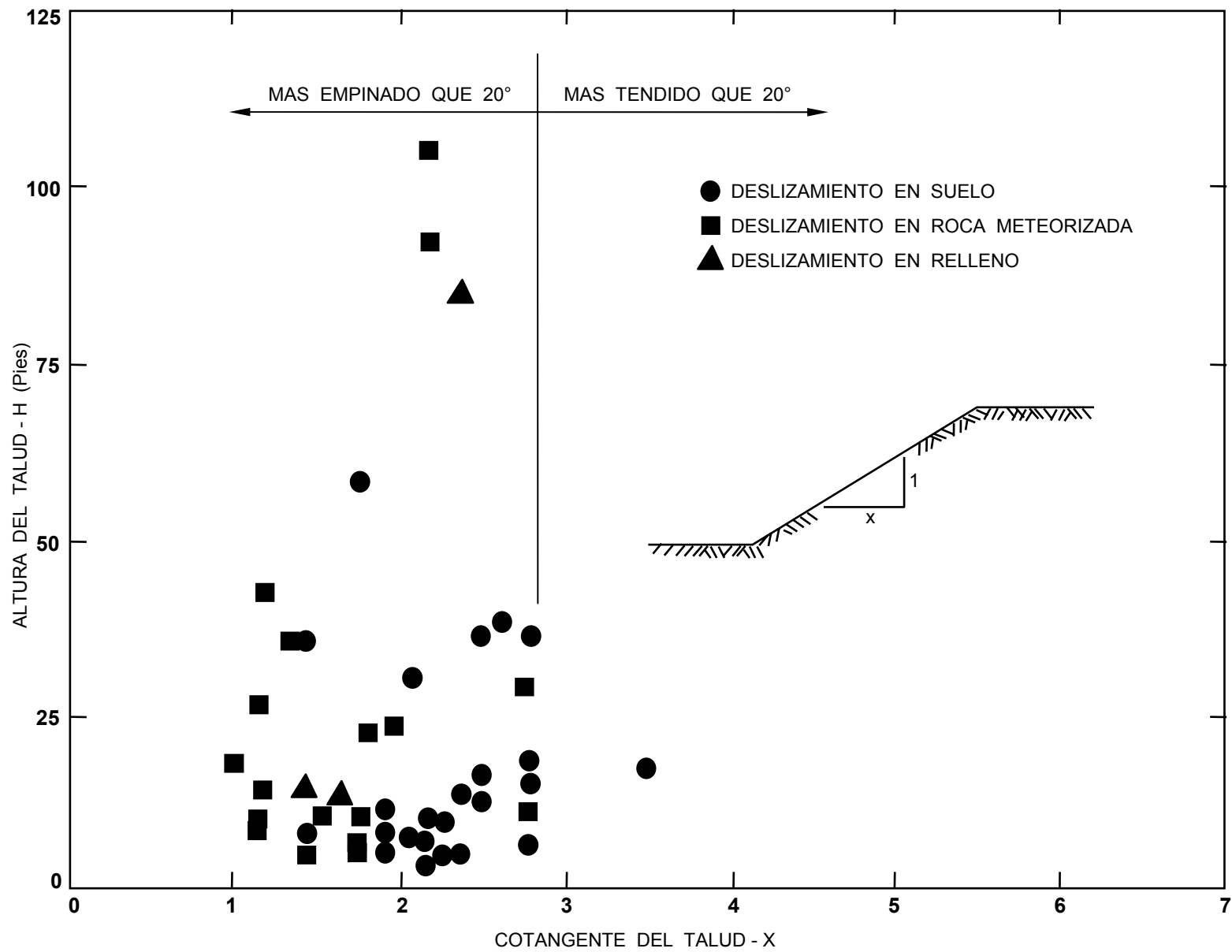
donde  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$  son función de  $\bar{\phi}$



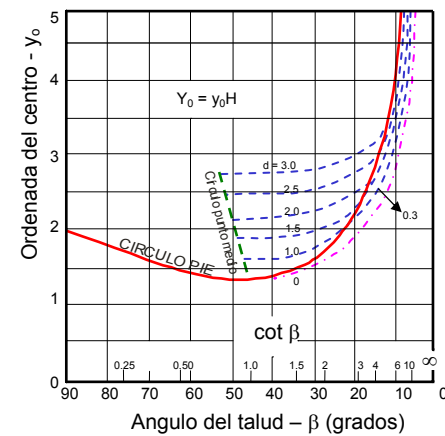
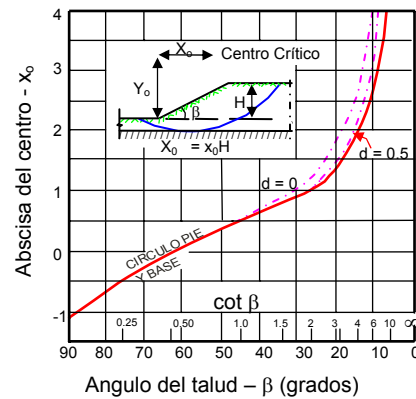
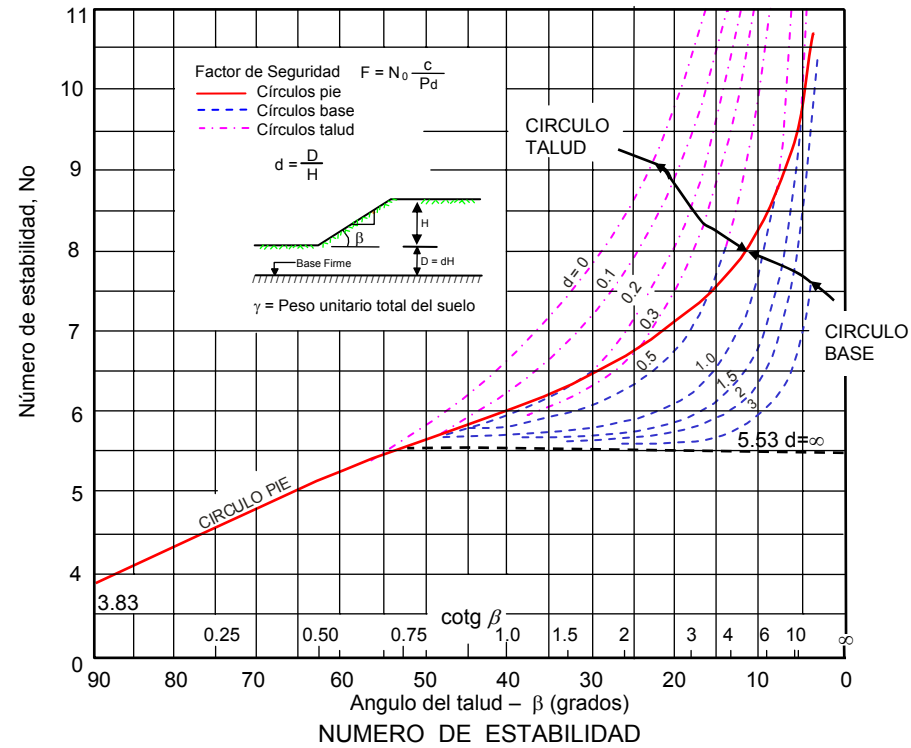


**Resistencia Cortante Drenada y no Drenada**





Método de Evaluación de la Estabilidad del Talud por Medio de Datos de Campo

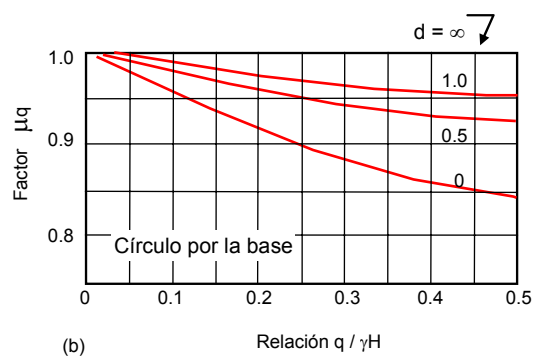
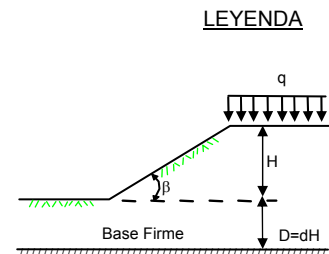
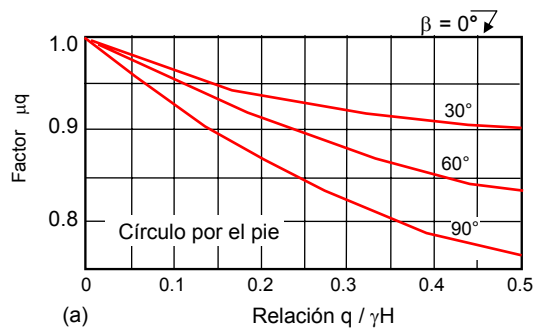


Coordenadas del Centro para el Círculo Crítico

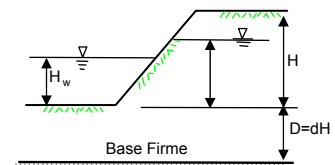
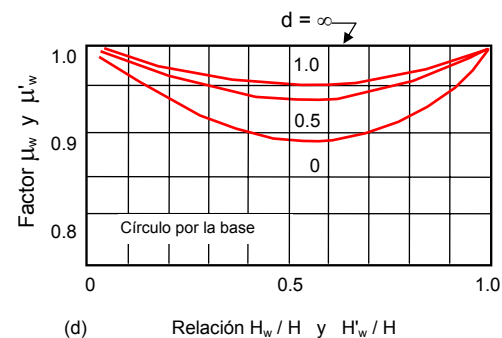
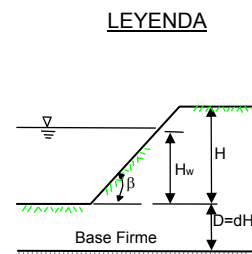
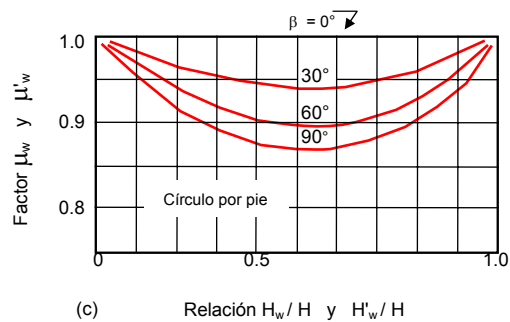
Ábacos de Estabilidad para Suelos

con  $\phi = 0$  Ref. (Janbu, 1968)

Factores de Reducción por Carga Adicionada

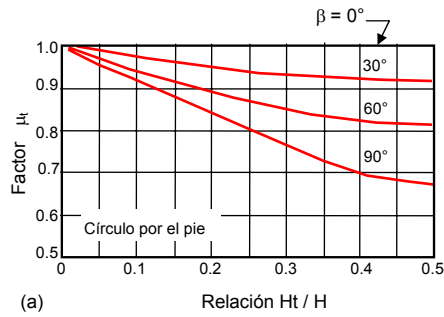


Factores de Reducción por Sumergencia ( $\mu_w$ ) e Infiltración ( $\mu'_w$ )

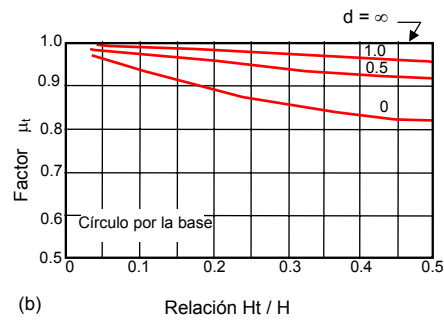


Factores de Reducción para los Gráficos de Estabilidad de Taludes. Suelos con  $\phi = 0$  Y  $\phi > 0$  Ref. Janbu, 1968

Factor de Reducción por Grieta de Tracción sin Presión Hidrostática en la Grieta

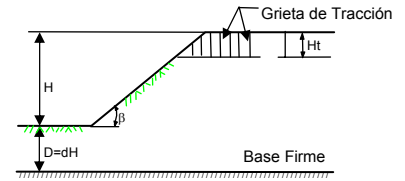


(a)

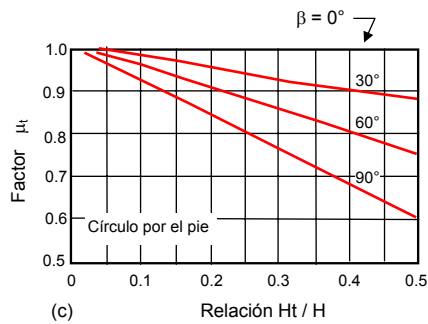


(b)

**LEYENDA**

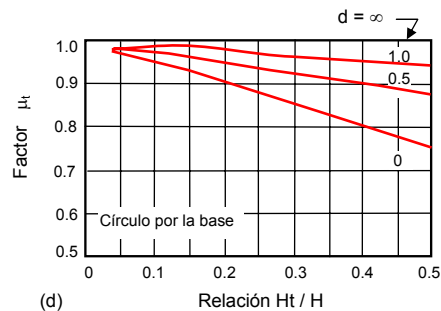
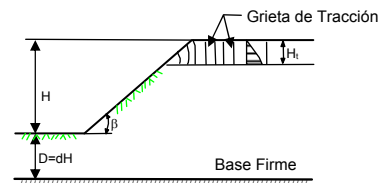


Factor de Reducción por Grieta de Tracción con Presión Hidrostática en la Grieta



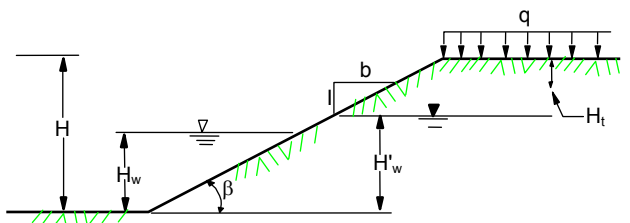
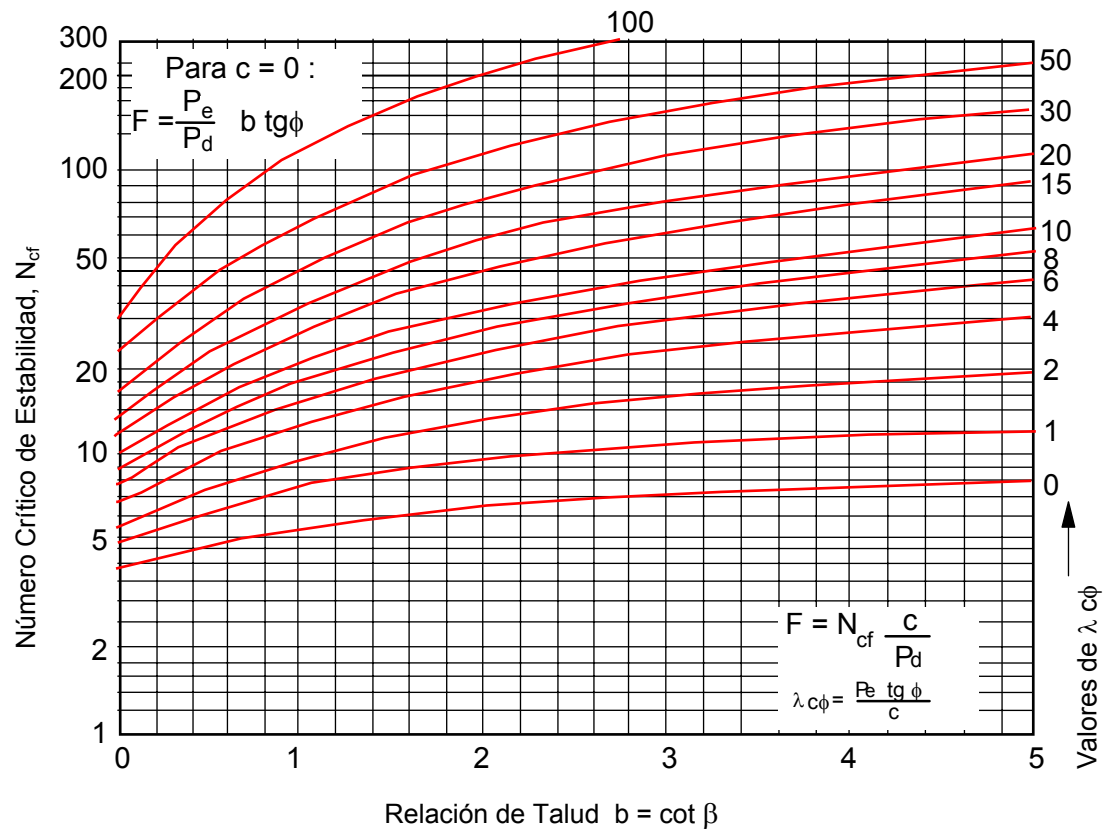
(c)

**LEYENDA**



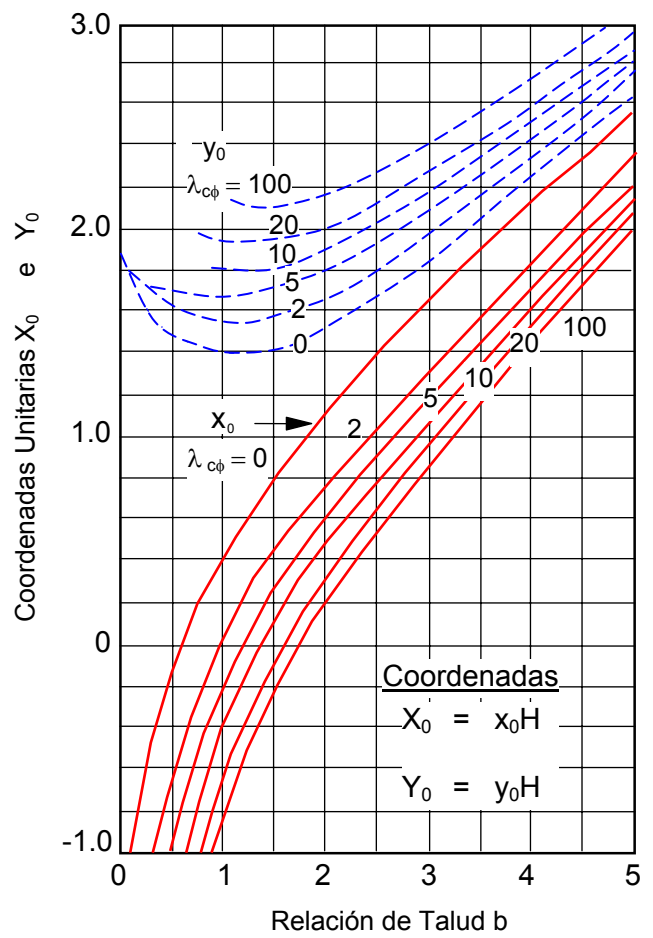
(d)

**Factores de Reduccion para los Graficos de Estabilidad de Taludes. Suelos con  $\phi = 0$  Y  $\phi > 0$  (Janbu, 1968)**

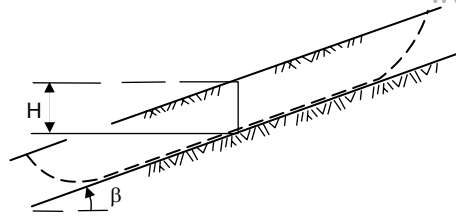


$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w}$$



Gráficos de Estabilidad de Taludes para Suelos con  $\phi > 0$  Ref. (Janbu, 1968)

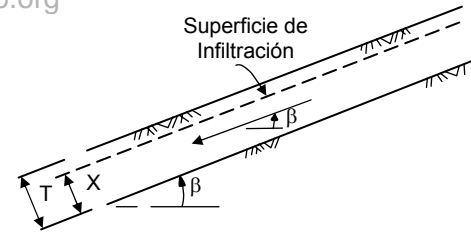


- $\gamma$  = Peso unitario total del suelo
  - $\gamma_w$  = Peso unitario de agua
  - $c'$  = Cohesión
  - $\phi'$  = Angulo de fricción
  - $r_u$  = Relación de presión de poro =  $\frac{u}{\gamma H}$
  - $u$  = Presión de poro en la profundidad H
- } Esfuerzo Efectivo

**Pasos**

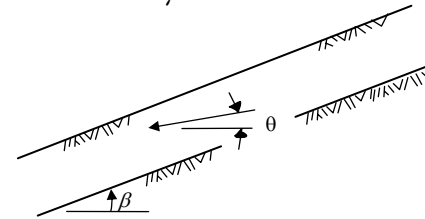
1. Determine  $r_u$  de valores de presión de poros medidos ó fórmulas
2. Determine A y B de los ábacos

3. Calcule  $F = A \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \beta} + B \frac{c'}{\gamma H}$



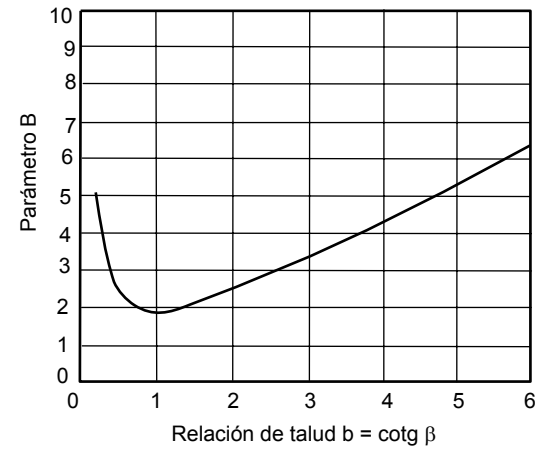
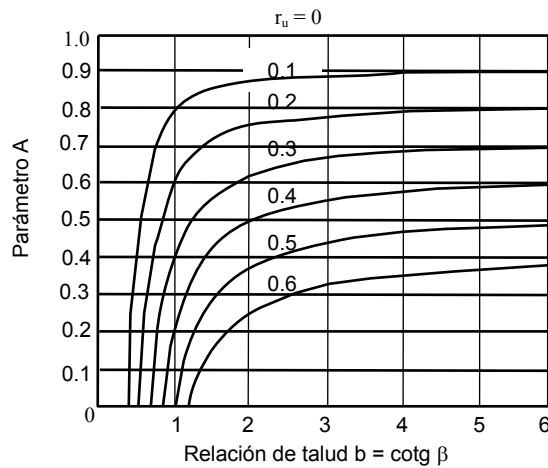
Infiltración paralela al talud

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta$$



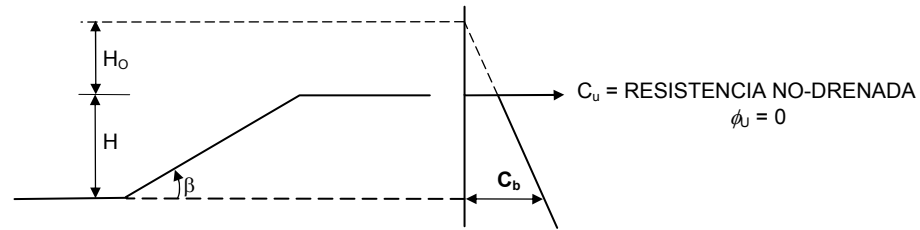
Infiltración emergiendo del talud

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{1}{1 + \text{tg } \beta \text{ tg } \theta}$$



**Ábacos de Estabilidad para Taludes Infinitos**





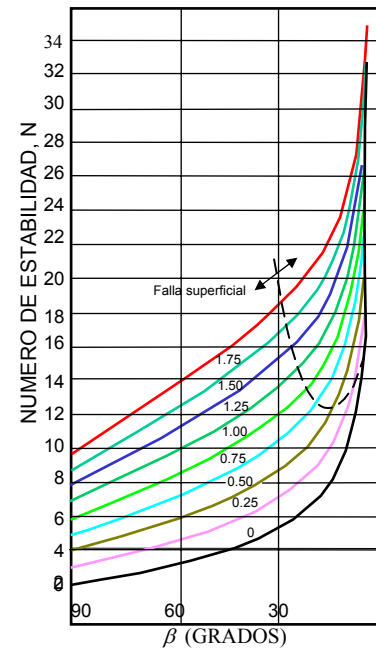
**PASOS**

- 1 EXTRAPOLE EL PERFIL DE RESISTENCIA HACIA ARRIBA, PARA DETERMINAR  $H_0$
  - 2 CALCULE  $M = H_0/H$
  - 3 DETERMINE EL NUMERO DE ESTABILIDAD  $N$  DEL GRAFICO INFERIOR
  - 4 DETERMINE  $C_b$  = RESISTENCIA EN LA BASE DEL TALUD
  - 5 CALCULE
- $$F = N \frac{C_b}{\gamma (H + H_0)}$$

Use  $\gamma = \gamma_b$  PARA TALUD SUMERGIDO

Use  $\gamma = \gamma_m$  PARA NO EXISTENCIA DE AGUA FUERA DEL TALUD

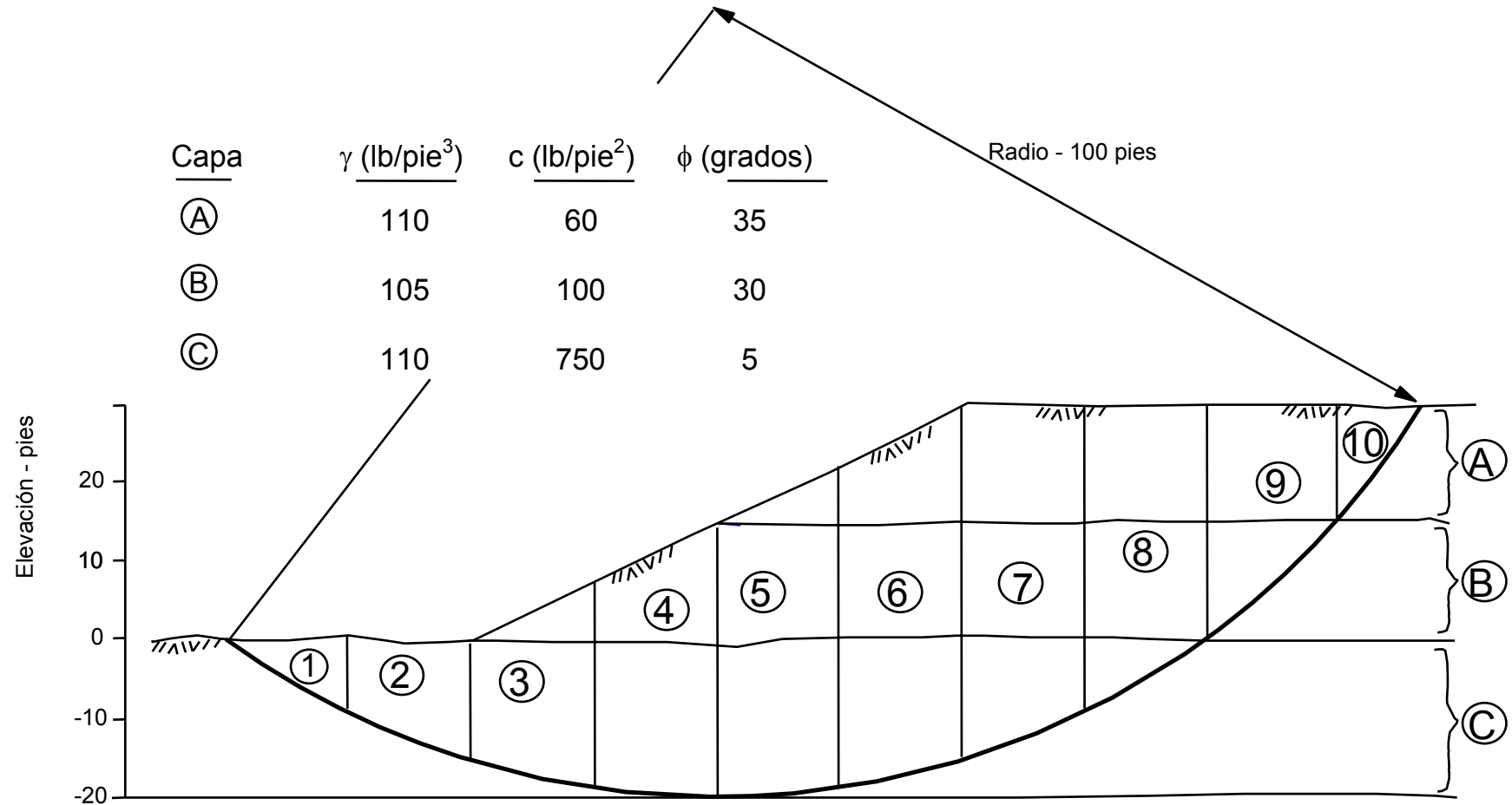
Use  $\gamma$  PROMEDIO, PARA TALUD PARCIALMENTE SUMERGIDO



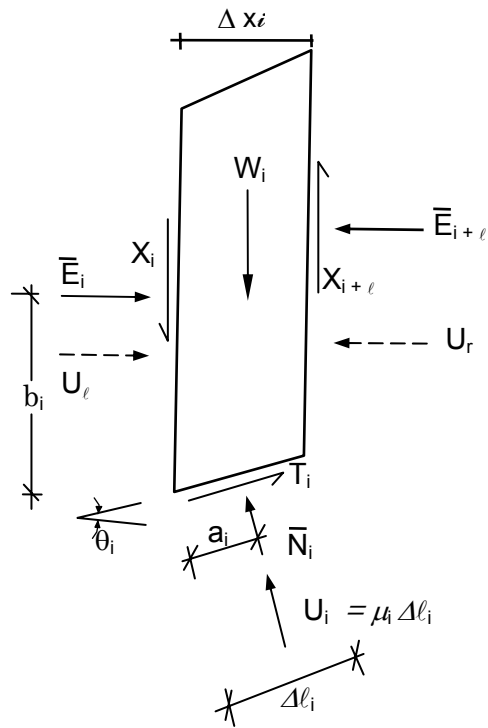
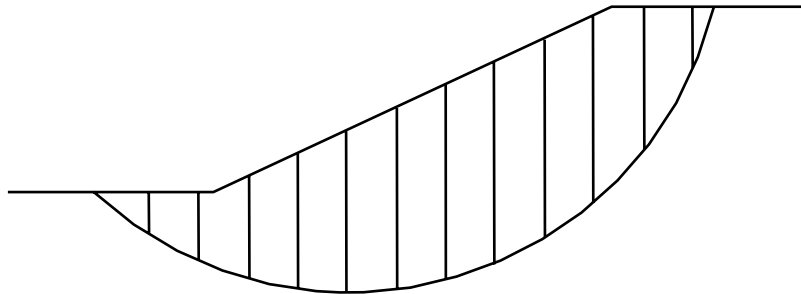
**Gráficos de Estabilidad de Taludes Para  $\phi = 0$  y resistencia Aumentando con Profundidad. (Hunter Y Schuster, 1968)**

## ANALISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

### Ejemplo del Método Ordinario de Dovelas



### FUERZAS QUE ACTUAN EN DOVELA



## FACTOR DE SEGURIDAD

$$F = \frac{M_R}{M_A}$$

$$M_R = r \sum_{i=1}^n (\bar{c} + \sigma_i \operatorname{tg} \bar{\phi}) \Delta l_i = r (\bar{c}L + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i)$$

$$M_A = r \sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \bar{\theta}_i$$

$$F = \frac{\bar{c}L + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \theta_i}$$

## EQUILIBRIO DE FUERZAS Y MOMENTOS

### ECUACIONES

$$N \quad \sum F_v$$

$$N \quad \sum F_H$$

$$N \quad \sum M$$

---


$$3N \quad \text{TOTAL}$$

### INCOGNITAS

N – 1 FUERZA HORIZONTALES

N – 1 FUERZA VERTICALES

N – 1 LOC. F. HORIZONTALES

N FUERZAS NORM. BASE

N LOC. F. NORM

1 F.S.

---


$$5N - 2 \quad \text{TOTAL}$$

SISTEMA INDETERMINADO

## METODO ORDINARIO DE DOVELAS (FELLENIIUS)

ASUME QUE LA RESULTANTE DE FUERZAS LATERALES ACTUA  
PARALELA A LA BASE DE CADA DOVELA

RESUELVE LAS FUERZAS NORMALES PERPENDICULARES A  
LA BASE ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES

$$F = \frac{\bar{c}L + \operatorname{tg} \bar{\phi} \sum_{i=1}^n (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta \ell_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \theta_i}$$

SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS

NO SATISFACE : EQ.  $F_H$

EQ.  $F_V$

EQ. INDIVIDUAL DE MOMENTOS

1 ECUACION

1 INCOGNITA

## METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

ASUME QUE LAS FUERZAS VERTICALES EN LAS DOVELAS SON CERO

RESUELVE LAS FUERZAS EN LA DIRECCION VERTICAL ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [\bar{c} \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) t_g \bar{\phi}]}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \theta_i} [1 / M_i(\theta)]$$

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left( 1 + \frac{t_g \theta_i t_g \bar{\phi}}{F} \right)$$

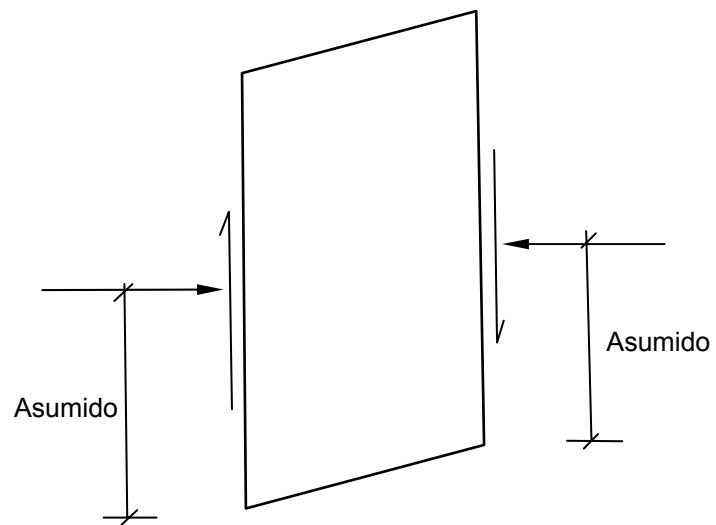
SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS  
EQ.  $F_v$

NO SATISFACE : EQ. INDIVIDUAL DE MOMENTOS  
EQ.  $F_H$

N + 1 ECUACIONES      N + 1 INCOGNITAS

## METODO DE JANBU (GPS)

ASUME QUE LA POSICION DE LA FUERZA HORIZONTAL



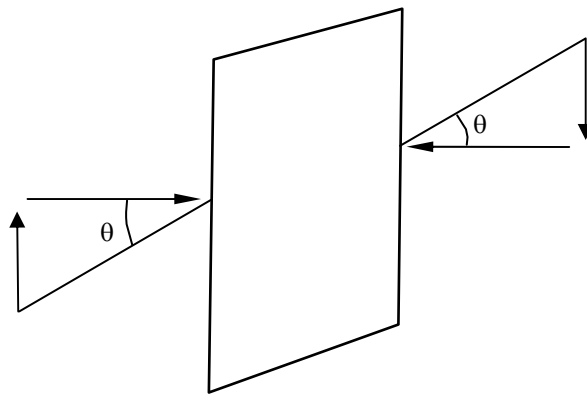
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

## METODO DE SPENCER

ASUME QUE LA INCLINACION DE LA FUERZA LATERAL RESULTANTE ( $q$ ) ES LA MISMA PARA CADA DOVELA



SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

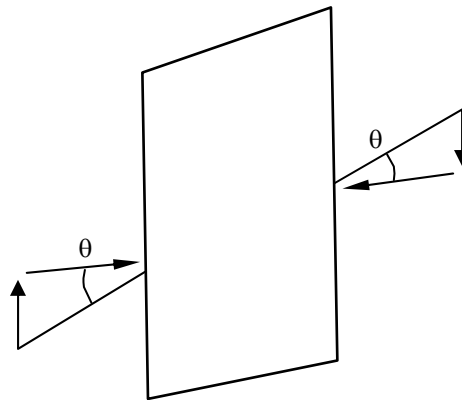
3N INCOGNITAS



## METODO MORGENSTERN - PRICE

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES SIGUE UNA FORMA DETERMINADA

$$\theta = \lambda_f(x)$$



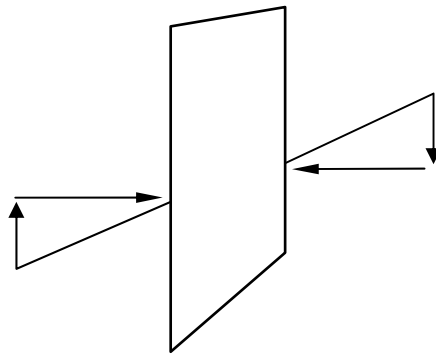
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

## METODO DE LOWE Y KARAFIATH

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES ES EL PROMEDIO DEL TALUD Y LA SUPERFICIE DE FALLA



SATISFACE :  $\Sigma F_V$

$\Sigma F_H$

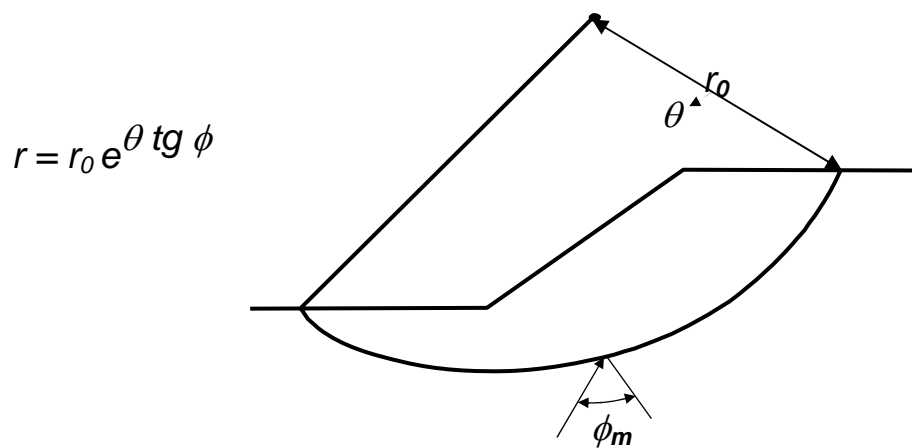
NO SATISFACE :  $\Sigma M$

2 N ECUACIONES

2 N INCOGNITAS

## METODO DE ESPIRAL LOGARITMICA

ASUME QUE LA SUPERFICIE DE FALLA ES UNA ESPIRAL LOGARITMICA

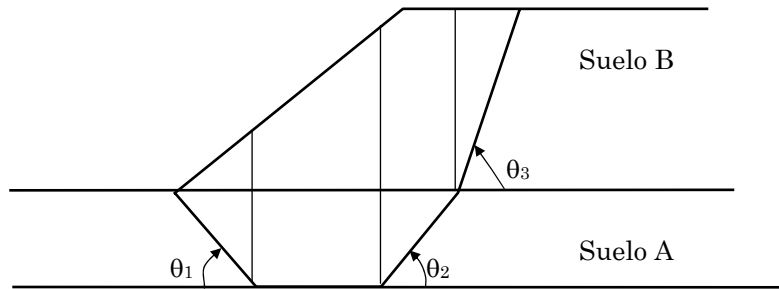


SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 ECUACIONES

3 INCOGNITAS

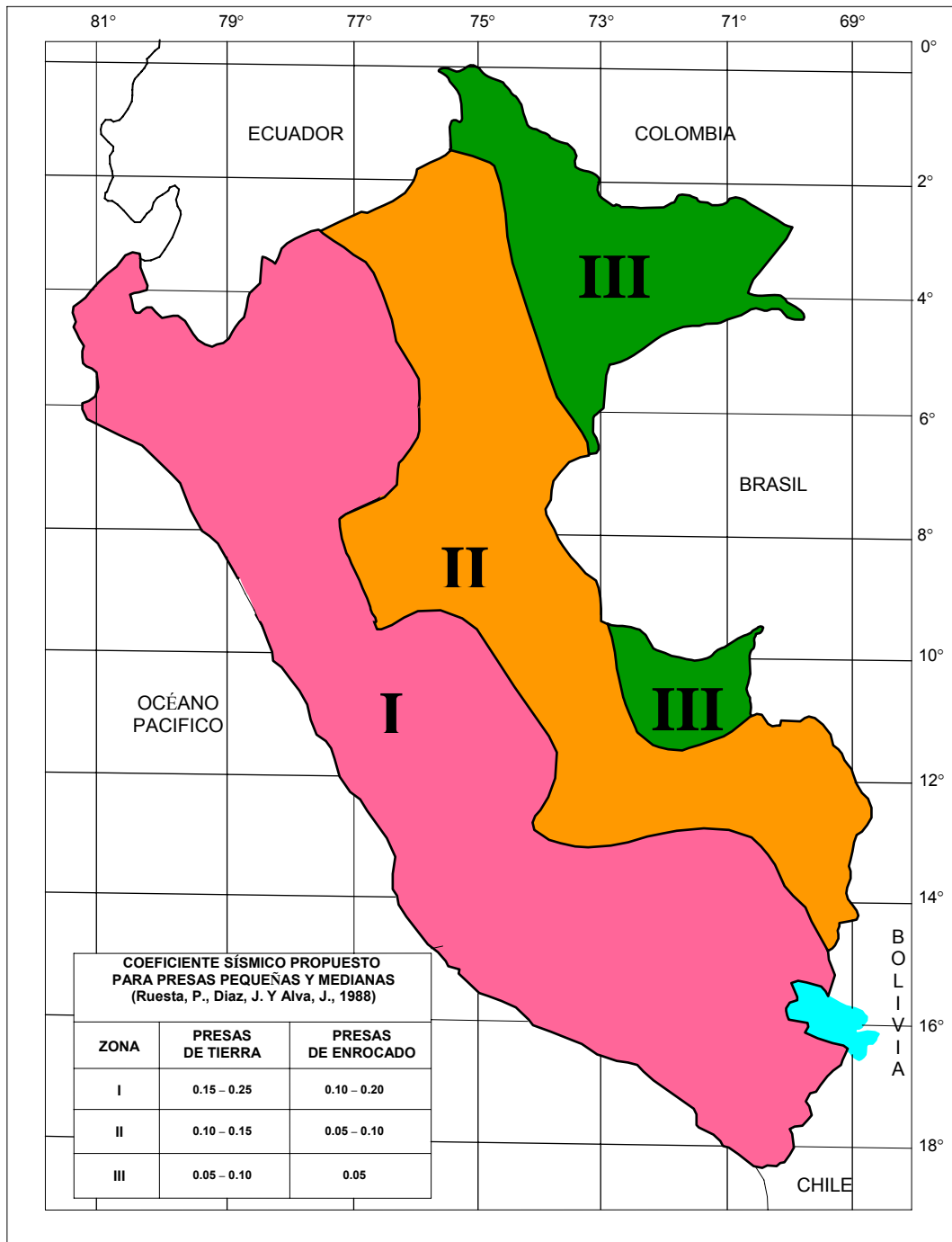
## METODO DE LA CUÑA DESLIZANTE



$$\left. \begin{aligned}
 \theta_1 &\approx 45 - \frac{\phi_{mA}}{2} \\
 \theta_2 &\approx 45 + \frac{\phi_{mA}}{2} \\
 \theta_3 &\approx 45 + \frac{\phi_{mB}}{2}
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 &\phi_{mA} = \text{Angulo de fricción} \\
 &\quad \text{movilizado en suelo A} \\
 &\phi_{mB} = \text{Angulo de fricción} \\
 &\quad \text{movilizado en suelo B}
 \end{aligned}$$

SATISFACE EQUILIBRIO DE FUERZAS

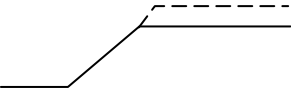
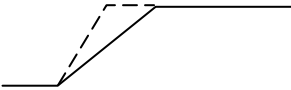
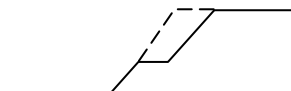


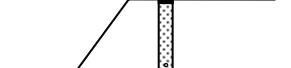


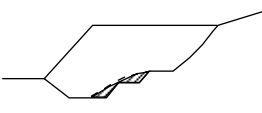
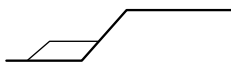
ASUME INCLINACION FUERZA HORIZONTAL



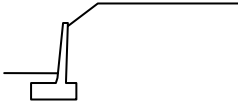
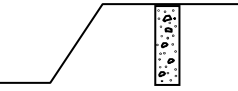
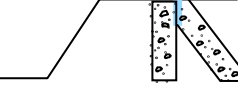
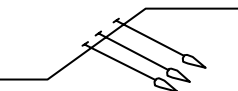
**ZONIFICACION DEL COEFICIENTE SISIMICO EN EL PERU**  
(Ruesta et al, 1998)

# METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS

(Turnbull y Hvorslev, 1967)

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
<b>I EXCAVACION</b>		
	1. Reducir la altura del talud con excavaciones en la parte superior.	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado. Algunas veces se incorpora drenaje a este método.
	2. Tendido del ángulo del talud.	
	3. Excavar banqueta en la parte del talud superior.	
	4. Excavar completamente la masa de deslizamiento.	
<b>II DRENAJE</b>		
	1. Drenes horizontales de pequeño diámetro.	1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de flujo libre.
	2. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas. Generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.	2. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá impermeabilizarse.
	3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18-36 pulgadas de diámetro.	3. Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad. Varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje. La parte superior de cada pozo deberá ser impermeabilizado.
	4. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados. Sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión.	4. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.
<b>II CONTRA FUERTE TIERRA O ROCA (O BERMAS DE RELLENO)</b>		
	1. Excavación de la masa deslizado y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.	1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se Puede requerir calzaduras de estructuras existentes. Si la estabilidad es crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.
	2. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más allá del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la berma.	2. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra. Por debajo o a través de las bermas.

## METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS (Turnbull y Hvorslev, 1967)

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
<b>IV ESTRUCTURAS DE RETENCION</b>		
	1. Muro de contención del tipo entramado o cantiliver.	1. Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser anclados.
	2. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 18-36 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	2. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes. Puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizados en deslizamientos profundos.
	3. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados a batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	3. El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes. Los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.
	4. Pernos de anclaje en roca y suelo.	4. Pueden ser usados de taludes altos y en área muy limitadas. Debe ser usado un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.
<b>V TECNICAS ESPECIALES</b>		
	1. Grouting 2. Inyección Química	1 y 2. Usados satisfactoriamente en varios casos. En otros casos no fue satisfactorio. La teoría no está completamente desarrollada
	3. Electromosis (en suelos finos)	3. Generalmente costoso.
	4. Congelamiento 5. Calentamiento	4 y 5. Métodos que deben ser específicamente evaluados en cada caso. Puede ser costoso. Todas estas técnicas deben ser evaluados cuidadosamente para determinar el costo y efectividad.





El ICG, Instituto de la Construcción y Gerencia, es una institución técnica sin fines de lucro, dedicada a la investigación, desarrollo, enseñanza y difusión de tecnologías modernas para la construcción, gerencia y afines, con el objetivo de mejorar sus estándares de calidad y competitividad.

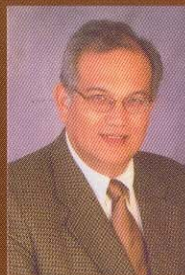
Telefax: (51-1) 421-7896  
Email: [icg@icg.org.pe](mailto:icg@icg.org.pe)



**ICG**

INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA

[www.construccion.org.pe](http://www.construccion.org.pe)



### Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado

Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería Lima, Perú, con grado de Bachiller en Ingeniería Civil y Título de Ingeniero Civil con Tesis de Grado sobre el Comportamiento del Concreto con Aditivos Derivados de la Glucosa asesorado por el Profesor Enrique Rivva López, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú (1965-1970).

Estudios de Post Grado de Magister en Ciencias, mención Estructuras, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú (1971-1972). Especialidad en Ensayos de Materiales, Grado de Master en Ingeniería Civil (MSCE), Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), Cambridge, Massachusetts (1974-1976). Especialidad en Ingeniería Geotécnica, Grado de Ingeniero Civil (CE), Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), Cambridge, Massachusetts (1976-1977). Especialidad de Ingeniería Geotécnica, Grado de PhD (Doctor en Filosofía) en Ingeniería Civil, Universidad de Massachusetts, Amherst, Massachusetts (1977-1980).

Dentro de su amplia experiencia profesional figuran: Ingeniero Consultor de empresas estatales y organizaciones privadas nacionales y extranjeras, en obras de ingeniería de gran envergadura localizadas en todo el Perú durante los últimos 25 años; siendo especialista en Estudios de Peligro Sísmico e Ingeniería Geotécnica. Ingeniero Consultor Internacional de organizaciones estatales y privadas extranjeras en obras de ingeniería de gran envergadura en El Salvador, Argentina, Bolivia, EEUU, entre otros países. Presidente del Directorio de la empresa Hidroenergía Consultores en Ingeniería. Gerente General de las empresas de Consultoría Jorge E. Alva Hurtado y Corporación Geotécnica SRL, Jefe de la Misión Oficial del Gobierno Peruano para la reconstrucción de El Salvador en el 2001.

Como parte la labor académica actualmente se desempeña como Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil UNI y ha sido profesor universitario en las universidades Ricardo Palma y Pontificia Universidad Católica del Perú. Ha sido Jefe del Departamento de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil, UNI. Ha sido asistente de investigación en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Buffalo, New York y en el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), EEUU.

Actualmente es Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería y por segundo periodo consecutivo es Presidente del Capítulo de Ingeniería Civil del Consejo Departamental de Lima del Colegio de Ingenieros del Perú. Miembro de Directorio del Instituto Geofísico del Perú. Miembro del Comité Técnico Permanente de la Norma de Diseño Sismorresistente, SENCICO. Ha sido representante del CERESIS, Centro Regional de Sismología para América del Sur. Ha sido Director por dos periodos consecutivos del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) de la UNI.

Ha sido Expositor y Conferencista en aproximadamente 130 seminarios y/o conferencias de Ingeniería Civil de carácter nacional e internacional, representando diversas instituciones y/o organizaciones y cuenta con cerca de 50 publicaciones en revistas especializadas nacionales e internacionales de Ingeniería Civil; así como también libros de su autoría.

Por sus calidades profesionales ha sido nombrado como Epónimo de varias promociones de ingenieros civiles. Recibió la Medalla Cesar Vallejo por su Invalorable contribución al Desarrollo de la Ingeniería Civil en el Perú, Trujillo. Fué declarado Huésped Ilustre de la ciudad de Huanuco, Nombrado Profesor Honorario de la Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo y Profesor Visitante de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, entre otros.