

## CAPITULO H.4 DISEÑO GEOTECNICO

### H.4.0 - NOMENCLATURA

|              |   |  |
|--------------|---|--|
| $A_p$        | = | área de la punta del pilote, $m^2$ o unidad compatible   |
| $A_s$        | = | área de la cara del pilote, $m^2$ o unidad compatible  |
| $B$          | = | ancho de la zapata   |
| $C_c$        | = | índice de compresión   |
| $C_{co}$     | = | índice de compresión modificado  |
| $C_r$        | = | índice de recompresión   |
| $C_{re}$     | = | índice de recompresión modificado  |
| $C_s$        | = | factor de forma y rigidez para los asentamientos inmediatos, suelos cohesivos  |
| $C_{\alpha}$ | = | índice de compresión secundaria  |
| $C_1$        | = | factor de corrección para asentamientos elásticos, suelos granulares   |
| $C_2$        | = | factor de corrección para asentamientos elásticos, suelos granulares   |
| $c$          | = | cohesión   |
| $c_s$        | = | componente de cohesión en la adherencia lateral del pilote   |
| $E$          | = | módulo de elasticidad  |
| $E_s$        | = | módulo de elasticidad de la masa del suelo   |
| $E_u$        | = | módulo de elasticidad en condiciones no drenadas   |
| $e$          | = | relación de vacíos, o base de los logaritmos neperianos  |
| $e_0$        | = | relación de vacíos al inicio de la consolidación   |
| $e_p$        | = | relación de vacíos en la iniciación de la parte plana de la curva de consolidación ( $e_p \approx e_s$ )                                       |
| $f_s$        | = | fricción lateral unitaria en la cara del pilote  |
| $G_s$        | = | módulo de cortante de la masa del suelo  |
| $H$          | = | altura total del muro o estructura de contención   |
| $H_0$        | = | espesor inicial de la capa para cálculo de asentamiento  |
| $h$          | = | tramo de altura en la estructura de contención   |
| $I_r$        | = | índice de rigidez  |
| $I_{rv}$     | = | índice de rigidez volumétrica  |
| $I_s$        | = | coeficiente de influencia para deformaciones unitarias, dependiente del módulo de Poisson y de la profundidad de sitio de interés en el perfil |
| $IP$         | = | índice de plasticidad, en porcentaje   |
| $K_A$        | = | coeficiente de presión de tierras, estado activo   |
| $K_h$        | = | coeficiente de presión de tierras para fuerzas horizontales  |
| $K_o$        | = | coeficiente de presión de tierras en reposo  |
| $K_{oh}$     | = | coeficiente de presión de tierras horizontal, en reposo  |
| $K_p$        | = | coeficiente de presión de tierras, estado pasivo   |
| $K_{po}$     | = | coeficiente de presión de tierras en la punta del pilote   |
| $K_s$        | = | coeficiente de presión de tierras en la cara del pilote  |
| $k$          | = | constante de proporcionalidad  |
| $\ell$       | = | distancia entre columnas   |
| $N_c$        | = | factor de capacidad portante, término de cohesión  |
| $N_q$        | = | factor de capacidad portante, término de confinamiento   |
| $N_\gamma$   | = | factor de capacidad portante, término de sobrecarga  |
| $N_o$        | = | factor de capacidad portante en la punta de pilotes  |
| $P_{es}$     | = | Empuje lateral debido a cargas externas  |
| $P_h$        | = | empuje lateral, horizontal, como suma de los demás empujes   |
| $P_w$        | = | empuje debido al agua  |
| $P'_h$       | = | empuje efectivo debido al suelo  |
| $p$          | = | presión unitaria de tierra sobre estructuras atirantadas   |
| $p_a$        | = | presión atmosférica de referencia  |

|                |  |
|----------------|--|
| $q$            | = sobrecarga, $\gamma z$ , que afecta el término $N_q$ de capacidad portante   |
| $q_c$          | = resistencia en la punta a la penetración con cono  |
| $q_v$          | = esfuerzo vertical efectivo   |
| $Q_c$          | = capacidad total de carga del pilote, punta más fricción  |
| $q_u$          | = resistencia última por la punta del pilote   |
| $q_{up}$       | = resistencia por la punta en cimientos profundos, situación no drenada  |
| $Q_p$          | = carga total por la punta del pilote  |
| $Q_c$          | = carga total por la cara del pilote   |
| $q_{vo}$       | = presión de sobrecarga inicial en la base del pilote  |
| RSC            | = relación de sobre consolidación  |
| $s_c$          | = asentamiento por consolidación   |
| $s$            | = asentamiento   |
| $s_u$          | = resistencia no drenada, suelos cohesivos   |
| $q_b$          | = esfuerzo normal a la cara del pilote   |
| $t$            | = tiempo   |
| $\alpha$       | = coeficiente de adherencia lateral en pilotes, condición no drenada   |
| $\alpha_r$     | = coeficiente de adherencia en el fuste del pilote   |
| $\beta$        | = coeficiente de fricción lateral, método $\beta$ , o ángulo de inclinación del terreno por contener                   |
| $\Delta_q$     | = intensidad de carga neta a la profundidad de cimentación   |
| $\Delta_{di}$  | = espesor de la capa $i$ en el caso de asentamientos inmediatos  |
| $\Delta_{max}$ | = máximo asentamiento diferencial permisible   |
| $\delta$       | = ángulo de fricción suelo pilote  |
| $\epsilon_v$   | = deformación volumétrica  |
| $\phi$         | = ángulo de fricción interna   |
| $\phi_{rel}$   | = ángulo de fricción interna relativo  |
| $\phi'$        | = ángulo de fricción interna, esfuerzos efectivos  |
| $\gamma_t$     | = peso unitario total  |
| $\lambda$      | = coeficiente de fricción lateral en pilotes   |
| $\mu$          | = relación de Poisson  |
| $\sigma_o$     | = esfuerzo real existente alrededor de la punta del pilote   |
| $\sigma_v$     | = esfuerzo total vertical  |
| $\sigma_z$     | = esfuerzo en la dirección $z$ en la punta del pilote  |
| $\sigma'_h$    | = esfuerzo efectivo horizontal   |
| $\sigma'_p$    | = esfuerzo preconsolidación  |
| $\sigma'_v$    | = esfuerzo efectivo vertical   |
| $\sigma'_{vo}$ | = esfuerzo efectivo vertical inicial   |
| $\sigma'_1$    | = esfuerzo efectivo principal  |
| $\sigma'_2$    | = esfuerzo efectivo intermedio   |
| $\sigma'_3$    | = esfuerzo efectivo secundario o menor   |
| $\rho$         | = relación entre la fricción lateral en la cara del pilote y la capacidad portante por la punta a la misma profundidad |

## H.4.1 - CIMENTACIONES

**H.4.1.1 - GENERALIDADES** - Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales de capacidad de soporte adecuada o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

**H.4.1.2 - ESTADOS LIMITES** - El diseño de toda cimentación debe realizarse evaluando las condiciones críticas que puedan presentarse durante la construcción y vida útil de la estructura para los dos estados límites que se especifican enseguida:

**H.4.1.2.1 - Estado límite de falla** – Se puede llegar al estado límite de falla, entre otros, debido a:

- (a) que la resistencia del suelo de soporte, afectada por los factores de seguridad apropiados, sea menor que las solicitaciones que le impone la edificación, o el medio ambiente,
- (b) se presente disminución del equilibrio de la estructura en conjunto o en alguna de sus partes, debido a pérdida general de la estabilidad del terreno,
- (c) por falla de elementos críticos de la cimentación,
- (d) por respuesta del suelo debida a la amplificación de las ondas sísmicas en los estratos subyacentes de suelo, o por licuación del mismo debida al sismo,
- (e) por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis de análisis,
- (f) por falta de integridad estructural, debida a ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la cimentación,
- (g) por ocurrencia de deformaciones cuyo orden de magnitud es inaceptable, y que puedan llevar a la pérdida de equilibrio estático o a daños graves de la estructura o de edificaciones vecinas.

**H.4.1.2.2 - Estado límite de funcionamiento o servicio** – Se puede llegar al estado límite de funcionamiento o de servicio, entre otros por:

- (a) deformaciones o asentamientos excesivos para el uso normal de la edificación y que puedan afectar su funcionamiento, aunque no impliquen pérdida de equilibrio
- (b) por desplazamientos o levantamientos excesivos causados por suelos expansivos,
- (c) por daños locales, o generales, causados por fenómenos de erosión interna, lixiviación, o dispersión del suelo,
- (d) por vibraciones excesivas producidas por elementos móviles, o cargas cíclicas, que el confort de los ocupantes de la edificación, o
- (e) por daño local evitable a través de la disposición de juntas de expansión y de control.

**H.4.1.3 - MODOS DE FALLA** - Se ha establecido que la falla por capacidad portante del sistema suelo-cimiento es una falla por esfuerzos cortantes del suelo que soporta el cimiento. Esta falla puede ocurrir de tres maneras distintas, a saber: esfuerzo cortante generalizado, punzonamiento y esfuerzo cortante localizado (Véase la figura H.4-1).

**H.4.1.3.1 - Esfuerzo cortante generalizado** - Se caracteriza por presentar un patrón de falla bien definido, donde existe una superficie de deslizamiento desde la esquina exterior del cimiento hasta la superficie del terreno. En condiciones de esfuerzo controlado, la falla es súbita y catastrófica; en condiciones de deformación controlada, la carga necesaria para producir una ulterior deformación desciende después del estado de falla. Pese al abultamiento del suelo, observado a ambos lados del cimiento, el estado final tiene ocurrencia en un solo lado de él.

**H.4.1.3.2 - Punzonamiento** - Esta falla ocurre sin que se presente una clara expresión en superficie, debido a que ocurre a cierta profundidad. Bajo la acción de la carga, el suelo bajo el cimiento se comprime y eventualmente falla por esfuerzo cortante en su perímetro.

**H.4.1.3.3 - Esfuerzo cortante localizado** - Este modo de falla presenta un patrón claramente diferenciable sólo bajo el cimiento y en raras ocasiones aparece en superficie. Es claramente un modo transicional entre los dos anteriores.

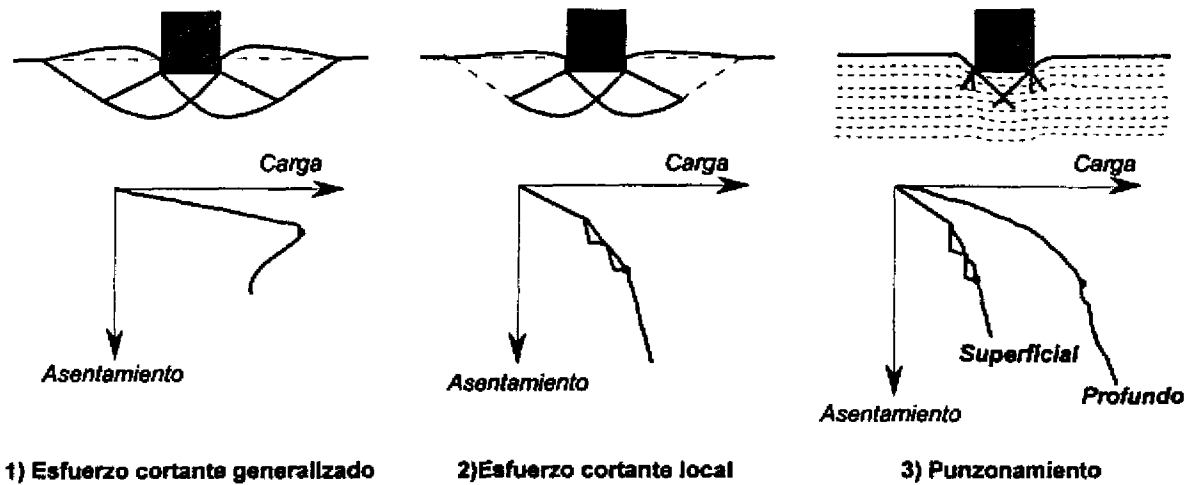


Figura H.4-1(a) – Modos de falla de cimientos por capacidad portante

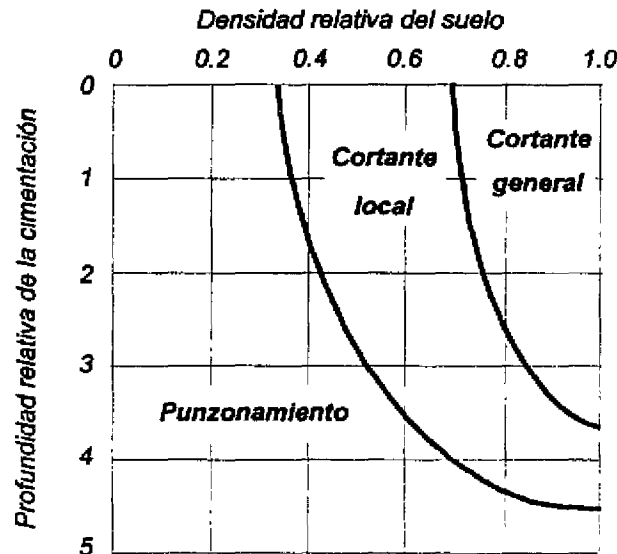


Figura H.4-1(b) – Relación entre los modos de falla por capacidad portante

**H.4.1.4 - CIMENTACIONES SUPERFICIALES** - El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales puede calcularse de acuerdo con la siguiente formulación:

$$q_0 = c N_c + q N_q + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \quad (\text{H.4-1})$$

donde  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  son factores adimensionales de capacidad portante calculados según las siguientes ecuaciones:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{H.4-2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{H.4-3})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi \quad (\text{H.4-4})$$

**H.4.1.4.1 - Aplicación de las ecuaciones** - Aunque estrictamente hablando no es lícito superponer los efectos de los tres miembros de la ecuación (H.4-1), el error consiguiente es reducido; usualmente, según el tipo de suelos y el modo de falla, se deben utilizar sólo dos de éstos miembros, cualesquiera que sean más aplicables al caso específico de que se trate.

**H.4.1.4.2 - Correcciones a la ecuación básica** - La ecuación básica H.4-1 se aplica a cimientos muy largos, con cargas verticales centradas, terreno y base del cimiento horizontales, profundidad menor del ancho y suelo rígido. Para todos los demás casos se deben usar correcciones a  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  apropiadas, las cuales deben estar debidamente sustentadas dentro de la mecánica de suelos.

**H.4.1.5 - CIMENTACIONES PROFUNDAS** - La evaluación de capacidad total de carga de falla debe considerarse igual al menor de los siguientes valores:

- (a) Suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales.
- (b) Capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas.
- (c) Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes.

La capacidad individual de un pilote debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta, así:

$$Q_o = Q_p + Q_s = q_o A_p + f_s A_s \quad (H.4-5)$$

**H.4.1.5.1 - Capacidad en la base** - Las teorías convencionales de la mecánica de suelos postulan que la resistencia última en la punta,  $q_o$ , puede expresarse de la siguiente forma generalizada.

$$q_o = c N_c + q_{vo} N_q \quad (H.4-6)$$

Se ha demostrado que, a profundidad, el esfuerzo existente alrededor del pilote está dado por:

$$\sigma_o = \frac{q_{vo}}{3} (1 + 2 K_o) \quad (H.4-7)$$

Con base en el procedimiento de instalación del pilote,  $K_o$ , puede llegar a variar entre:  $0.4 \leq k_o \leq 2.5$ .

La ecuación H.4-6 puede modificarse para representar el esfuerzo en la punta, así:

$$q_o = c N_c + \sigma_o N_\sigma \quad (H.4-8)$$

En la figura H.4-2 se presentan los valores de  $N_c$  y  $N_q$  calculados por los sistemas que podrían llamarse convencionales

En la figura H.4-3, se ilustran los valores de  $N_c$  en su relación con los valores del ángulo  $\phi$ , para diversas expresiones de  $I_r$ .

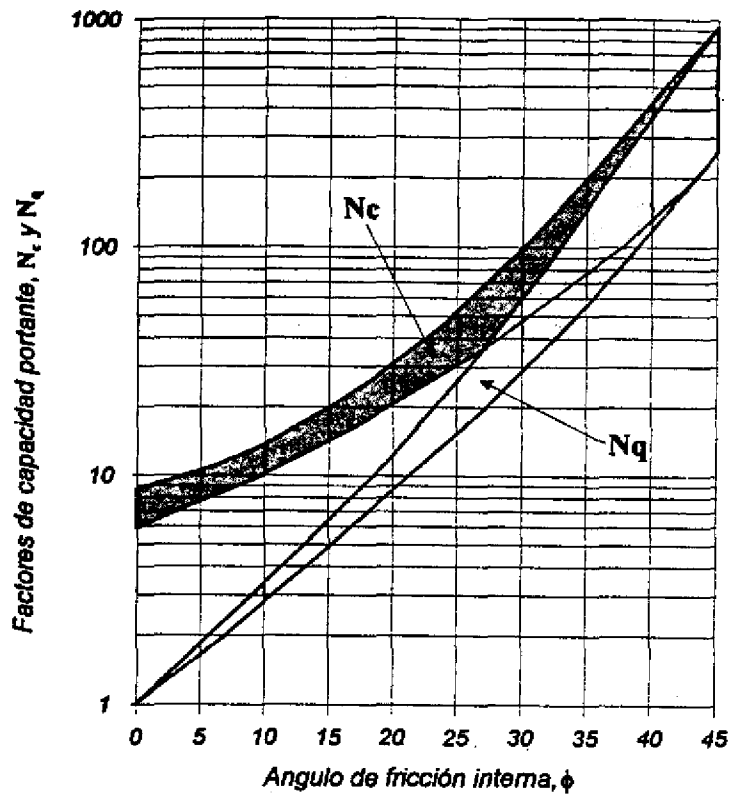


Figura H.4-2 – Factores de capacidad portante – Cimientos profundos

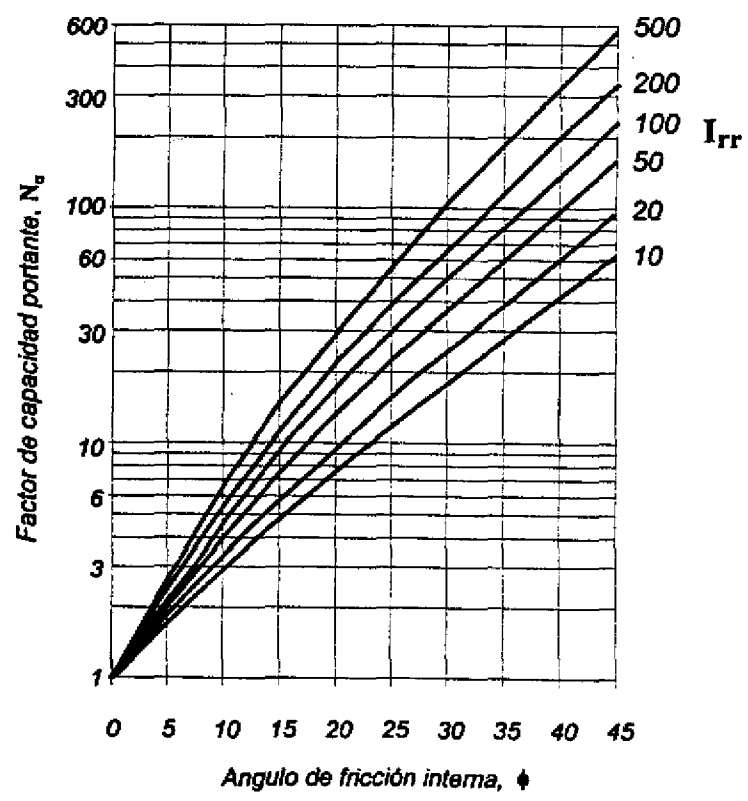


Figura H.4-3 – Factor de capacidad portante  $N_q$  – Cimientos profundos

$$N_{\sigma} = K_{po} \exp\left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi\right] \left[\frac{3}{3 - \sin \phi}\right] I_{rr}^{4 \sin \phi / [3(1 + \sin \phi)]} \quad (\text{H.4-9})$$

$$N_c = (N_{\sigma} - 1) \cot \phi \quad (\text{H.4-10})$$

y para condición no-drenada  $\phi_u = 0$

$$N_{\sigma} = 1$$

$$N_c = 4/3 [\ln(I_{rr}) + 1] + \pi/2 + 1 \quad (\text{H.4-11})$$

Debe entenderse que el Índice de Rigidez ( $I_r$ ) está dado por:

$$I_r = \frac{G_s}{c + \sigma_o \tan \phi} \quad (\text{H.4-12})$$

y que el Índice de rigidez con deformación volumétrica ( $I_{rr}$ ) se expresa así:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \varepsilon_v} \quad (\text{H.4-13})$$

El valor de la deformación volumétrica ( $\varepsilon_v$ ) debe tenerse en cuenta de acuerdo con la formulación siguiente:

$$\varepsilon_v = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \frac{\sigma_z}{G_s} \quad (\text{H.4-14})$$

Para efectos prácticos, puede usarse la ecuación:

$$\varepsilon_v = 0.005 (1 - \phi_{rel}) \frac{\sigma_o}{P_a} \quad (\text{H.4-15})$$

donde:

$$\phi_{rel} = \frac{\bar{\phi} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \quad (\text{H.4-16})$$

**H.4.1.5.2 - CAPACIDAD POR FRICCIÓN EN EL FUSTE** - La forma teórica de expresar la resistencia por fricción lateral del pilote esta dada por

$$f_s = c_a + q_s \tan \delta \quad (\text{H.4-17})$$

En condiciones de esfuerzos efectivos esta formulación queda así:

$$f_s = N_s q_v \quad (\text{H.4-18})$$

donde

$$N_s = K_s \tan \phi = (1 - \sin \phi) \tan \phi \quad (\text{H.4-19})$$

Para valores normales de  $\phi$  entre  $15^\circ$  y  $35^\circ$ ,  $0.2 < N_s < 0.4$ .

**H.4.1.5.3 - Métodos usuales** - Esto sin embargo, los métodos más utilizados para calcular la capacidad por fricción del fuste de los pilotes varían según los autores correspondientes. Los principales de dichos métodos son:

(a) **Método  $\alpha$**  - De acuerdo con este método, se aprovecha la reconsolidación del suelo arcilloso alrededor del pilote. El método se reconoce también por ser una consideración de esfuerzos totales, ó  $\phi = 0$

La capacidad lateral se calcula así:

$$f_s = \alpha_f s_u \quad (\text{H.4-20})$$

El valor del coeficiente de adherencia  $\alpha$ , varía entre 0.2 y 1.2, para valores de resistencia no drenada entre 3 0 kg/cm<sup>2</sup> y 0.25 kg/cm<sup>2</sup> (Véase la Figura H.4-4)

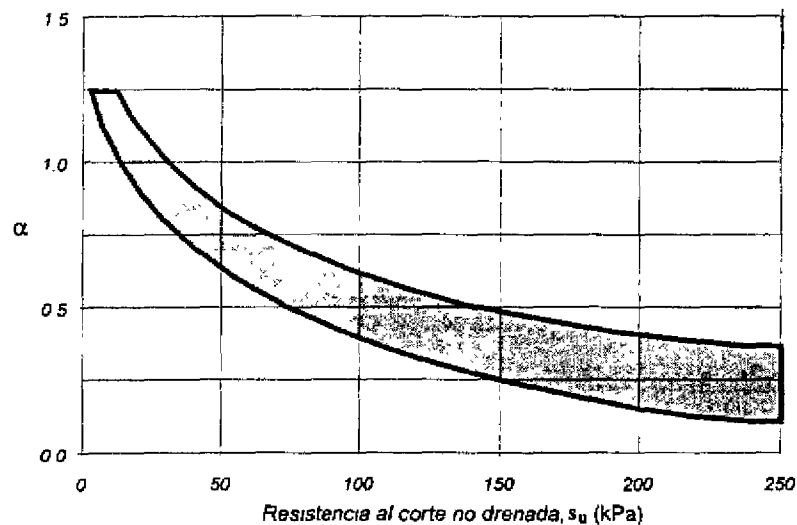


Figura H.4-4 – Factor de adherencia  $\alpha$ , como función de  $s_u$

(b) **Método  $\beta$**  - La formulación, similar a la contenida en la ecuación (H.4-18), establece que:

$$f_s = \beta q_v \quad (\text{H.4-21})$$

donde:

$$\beta = k_0 \tan \delta \quad (\text{H.4-22})$$

Los valores de  $\beta$  varían entre 0.25 y 0.40 para las expresiones usadas de  $\delta$ . Este método es una aplicación de esfuerzos efectivos.

(c) **Método  $\lambda$**  - Este método, establece que la capacidad lateral de los pilotes en arcillas debe calcularse según se indica a continuación:

$$f_s = \lambda (q_v + 2s_u) \quad (\text{H.4-23})$$

donde  $\lambda$  es el coeficiente dado en la figura H.4-5. Es ésta también una consideración de esfuerzos totales



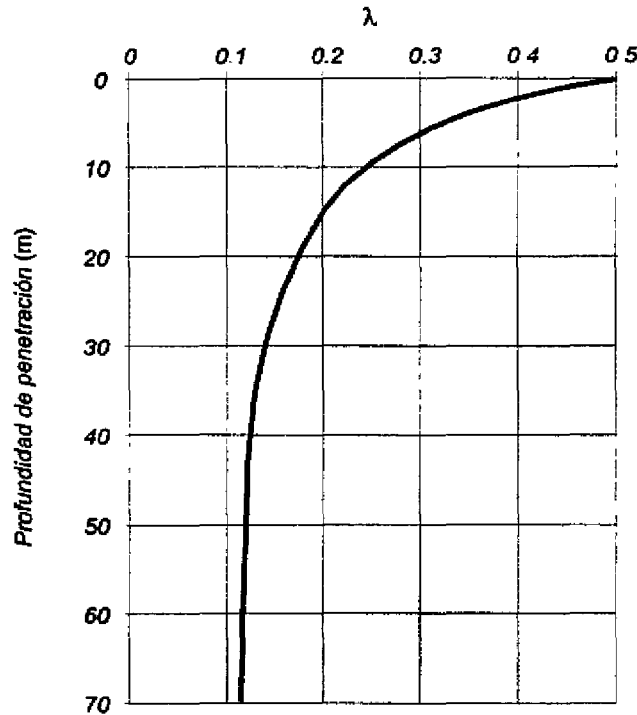


Figura H.4-5 – Coeficiente  $\lambda$  de fricción lateral en pilotes

(d) *Método  $\rho$*  - Investigaciones sobre varios tipos de pilotes en diversos sitios típicos llevaron a concluir que el parámetro definido como  $q_p/f_s$ , de la carga por la punta en relación con la fricción lateral, es independiente del tamaño del pilote y sólo dependiente de la densidad del suelo granular expresada en términos del ángulo de fricción interna. En estas condiciones

$$f_s = \rho q_p \quad (\text{H.4-24})$$

donde,

$$\rho = (0.11)(10)^{-1.3 \tan \phi} \quad (\text{H.4-25})$$

El factor 0.11 fue determinado para pilotes hincados. Para pilotes preexcavados puede usarse entre 0.03 y 0.06, tomando el suelo por capas con la resistencia adecuada para cada capa.

**H.4.1.5.4 - Suelos cohesivos - situación no-drenada** - Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares a gran profundidad ( $D/B \rightarrow \infty$ ), con  $\phi_u = 0$ , terreno horizontal y carga vertical:

$$q_{cp} = (\pi + 2) \left[ 1 + \frac{1}{\pi + 2} \right] \left[ 1 + \frac{\pi}{\pi + 2} \right] s_u + q_{vo} = 9.89 s_u + q_{vo} \quad (\text{H.4-26})$$

**H.4.1.5.5 - Fricción negativa** - Para el diseño de cimentaciones profundas es necesario calcular las fuerzas causadas por fricción negativa, cuando las condiciones del suelo, del nivel freático y de carga impliquen el desarrollo de este tipo de fuerzas sobre la cimentación. Los tramos de fuste afectados por fricción negativa no contribuyen a la capacidad por fricción lateral.

**H.4.1.6 - PARAMETROS DE DISEÑO** - Los parámetros de diseño deben justificarse plenamente, con base en resultados provenientes de ensayos de campo y/o laboratorio.

**H.4.1.7 - FACTORES DE SEGURIDAD A LA FALLA** - La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

- (a) La magnitud de la obra.
- (b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
- (c) La calidad de la información disponible en materia de suelos.

Se deben utilizar factores mínimos de 2.0 para carga muerta más carga viva máxima; de 3.0 para carga muerta más carga viva normal y de 1.2 para carga muerta más carga viva normal y el sismo de diseño.

**H.4.1.8 - ASENTAMIENTOS** - La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia

**H.4.1.8.1 - Asentamientos inmediatos** - Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimienta mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada:

- (a) *Suelos Cohesivos* - El asentamiento puede establecerse mediante la aplicación de la siguiente ecuación

$$s_i = C_s q B \left( \frac{1 - \mu^2}{E_u} \right) \quad (H.4-27)$$

Los valores del módulo de elasticidad no drenado,  $E_u$ , están relacionados con la resistencia no drenada,  $s_u$ , según se aprecia en la figura H.4-6

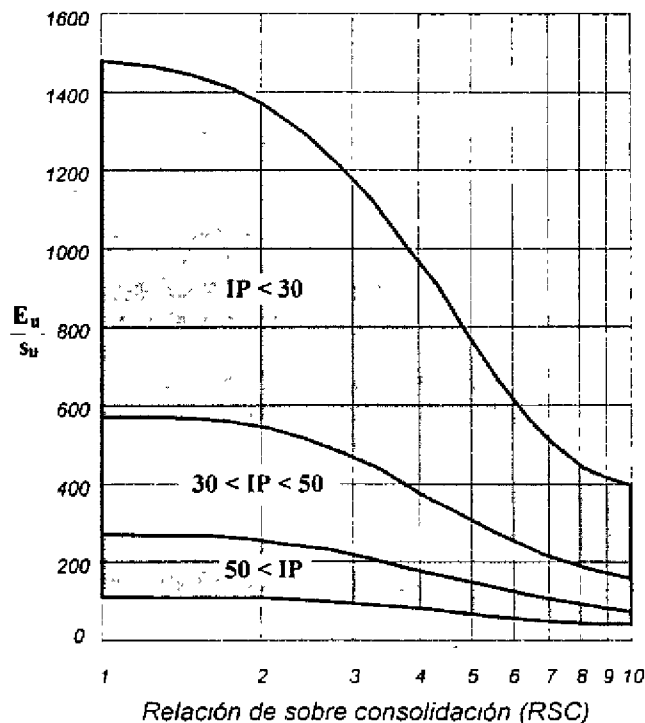


Figura H.4-6 – Relación entre el módulo de elasticidad  $E_u$  y la resistencia no drenada  $s_u$

(b) *Suelos granulares* - El asentamiento puede establecerse como la sumatoria de los efectos de la sobrecarga, capa por capa, así:

$$s = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad (\text{H.4-28})$$

Los factores de corrección  $C_1$  y  $C_2$  están dados por

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \right) \geq 0.5 \quad (\text{H.4-29})$$

$C_2 = 1$  para suelos granulares exclusivamente.

Los valores del modulo de elasticidad aplicable están dados por

$$E_i = k q_c \quad (\text{H.4-30})$$

donde:

|   |   |                           |
|---|---|---------------------------|
| k | = | 1.5 para limos arenosos   |
|   | = | 2.0 para arena compacta   |
|   | = | 3.0 para arena densa      |
|   | = | 4.0 para arena gravillosa |

(c) *Otras relaciones* - Relaciones entre el Modulo de Elasticidad y el valor de la penetración estándar y la penetración con cono, pueden utilizarse con el soporte experimental adecuado.

**H.4.1.8.2 - Asentamientos por consolidación** - Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa.

(a) *Suelos Normalmente Consolidados*- En este caso los asentamientos pueden calcularse así:

Para el caso general como un cambio en la relación de vacíos:

$$s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 \quad (\text{H.4-31})$$

Para la curva de consolidación expresada en términos de Indice de Compresión  $C_c$ :

$$s_c = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{H.4-32})$$

Para la curva de consolidación expresada en términos de deformación y el Indice de Compresión Modificado  $C_{\alpha}$ .

$$s_c = C_{\alpha} H_0 \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} = C_{\alpha} H_0 \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{H.4-33})$$

$$\text{donde } C_{\alpha} = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (\text{H.4-34})$$

(b) *Suelos preconsolidados* - En este caso, el asentamiento debe calcularse en dos partes: la primera hasta la presión de preconsolidación; y la segunda - si ésta es excedida- de ese punto en adelante, así

En términos de  $C_c$ :

$$s_c = C_r \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \quad (\text{H.4-35})$$

En términos de  $C_{\alpha}$ :

$$s_c = C_{re} H_o \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_{\alpha} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \quad (\text{H.4-36})$$

**H.4.1.8.3 - Asentamientos Secundarios** - La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria.

a) *Cálculo de asentamientos por consolidación secundaria* - Debe usarse para estos efectos, la siguiente formulación:

$$s_s = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} (H_o) (\Delta \log t) \quad (\text{H.4-37})$$

(b) *Factibilidad de la consolidación secundaria* - No siempre se desencadena un proceso de consolidación secundaria. Prerrequisitos para este fenómeno, parecen ser:

- Carácter orgánico del depósito de suelos
- Presencia de suelos blandos
- Nivel de esfuerzos por sobre  $0.5\tau_c$  en la práctica.

Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno.

#### H. 4.1.9 - EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

**H.4.1.9.1 - Clasificación** - Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

- (a) Asentamiento total - Definido como el de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
- (b) Asentamiento diferencial - Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
- (c) Giro - Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

**H.4.1.9.2 - Límites de asentamientos totales** - Los asentamientos totales a 20 años calculados se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

**H.4.1.9.3 - Límites de asentamientos diferenciales** - Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4-1, expresados en función de  $\ell$ , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

**Tabla H.4-1**  
**Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas,  $l$ .**

| Tipo de construcción   | $\Delta_{max}$   |
|--|------------------|
| (a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores                   | $\frac{l}{1000}$ |
| (b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería  | $\frac{l}{500}$  |
| (c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | $\frac{l}{300}$  |
| (d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores   | $\frac{l}{160}$  |

**H.4.1.9.4. - Límites de giro** - Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de  $l/250$ .

**H.4.1.10 - CAPACIDAD ADMISIBLE** - La capacidad admisible de diseño para la cimentación, debe ser el menor valor entre la capacidad calculada a partir de resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad, y la que produzca asentamientos inferiores a los permitidos. Esta capacidad debe ser claramente establecida en los informes geotécnicos.

**H.4.1.11 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACION** - La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1.1 - Generalidades.

**H.4.1.11.1** - La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

**H.4.1.11.2** - En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia por los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

**H.4.1.11.3** - Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el Capítulo H.7).

**H.4.1.12 - RESULTANTES Y EXCENTRICIDADES** - Para toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación.

**H.4.1.12.1** - Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.

**H.4.1.12.2** - Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empujes de la losa, debe considerarse todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ellos las de los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobrecarga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

## H.4.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

**H.4.2.1 - GENERALIDADES** - En el caso de obras de contención, tales como muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablaestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas, se requiere calcular los empujes totales que actúan sobre la estructura.

**H.4.2.1.1 - Empuje total lateral** – El empuje total lateral corresponde a la fuerza total lateral  $P_h$  ejercida por el terreno sobre la estructura de contención y se define como la suma de los fuerzas  $P'_h$  debidas a empujes de tierra, las fuerzas laterales  $P_w$  debidas a las presiones del agua subterránea y las fuerzas laterales  $P_{ex}$  debidas a cargas externas:

$$P_h = P'_h + P_w + P_{ex} \quad (H.4-38)$$

**H.4.2.2 - COEFICIENTES DE PRESIÓN DE TIERRAS** - La presión que las tierras ejercen sobre el muro que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así en el estado natural se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilinea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura H.4-7, y se cuantifican en la tabla H.4-2.

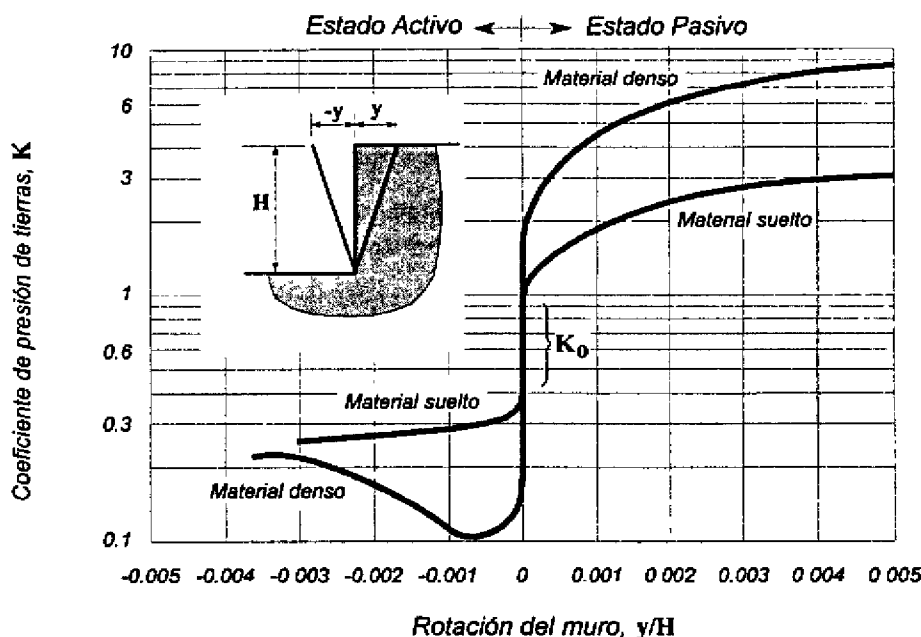


Figura H.4-7 – Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento

Tabla H.4-2 – Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

| Tipo de suelo   | Estado activo | Estado pasivo |
|-----------------|---------------|---------------|
| Granular denso  | 0.001 H       | 0.020 H       |
| Granular suelto | 0.004 H       | 0.060 H       |
| Cohesivo firme  | 0.010 H       | 0.020 H       |
| Cohesivo suelto | 0.020 H       | 0.040 H       |

**H.4.2.2.1 - Aplicación** - Estas disposiciones se aplican a muros de gravedad, muros en voladizo, tierra reforzada y pantallas atirantadas, sobre la base de sus características de sostenimiento y desplazamiento

**H.4.2.2.2 - Coeficiente de presión lateral de tierras** - Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (\text{H.4-39})$$

**H.4.2.2.3 - Empuje lateral de tierras** - Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como.

$$P'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h \quad (\text{H.4-40})$$

**H.4.2.3 - ESTADO EN REPOSO** - El coeficiente de presión de tierras en reposo está definido como

$$K_o = 1 - \sin \phi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (\text{H.4-41})$$

**H.4.2.3.1 - Suelo normalmente consolidado** - En este caso  $K_{oa} = K_o$ , lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo.

**H.4.2.3.2 - Suelo preconsolidado** - cuando el suelo esta preconsolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin \phi) RSC^{\sin \phi} \quad (\text{H.4-42})$$

**H.4.2.2.2 - Terreno inclinado** - Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación, este valor se convierte en

$$K_h = (1 - \sin \phi) RSC^{\sin \phi} (1 + 0.5 \tan \beta)^2 \quad (\text{H.4-43})$$

**H.4.2.4 - ESTADO ACTIVO** - El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces,  $K_a$ . En la tabla H.4-3 se incluyen las formulaciones correspondientes

**H.4.2.5 - ESTADO PASIVO** - El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro, al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces  $K_p$ . En la tabla H.4-3 se incluyen las formulaciones correspondientes.

**H.4.2.6 - MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS** - Para este caso particular se ha verificado que la presión de tierras adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto entonces el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para evaluar las presiones sobre estas estructuras deben usarse:

**(a) Suelos Granulares**

$$p_h = 0.65 K_A \gamma_t H \quad (\text{H.4-44})$$

**(a) Suelos Cohesivos**

$$p_h = 0.2 \gamma_t H \quad \text{para } s_u \geq 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2) \quad (\text{H.4-45})$$

$$p_h = 0.3 \gamma_t H \quad \text{para } 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2) < s_u < 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2) \quad (\text{H.4-46})$$

$$p_h = 0.4 \gamma_t H \quad \text{para } s_v \leq 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} \quad \text{(H.4-47)}$$

**H.4.2.6.1 - Consideración del agua** - El análisis precedente es correcto para un sistema de esfuerzos totales, en una masa de suelo eventualmente saturado, pero sin agua libre. En caso de presencia de agua libre o nivel freático, su influencia debe calcularse por separado.

**H.4.2.6.2 - Otros métodos** - En casos de importancia se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde.

**H.4.2.7 - ESTADO DE CALCULO** - La selección de los estados activo, en reposo o pasivo, actuantes sobre la estructura de contención debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

**H.4.2.8 - EMPUJES DEBIDOS AL AGUA**- Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando ésto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras.

**H.4.2.9 - EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS** - Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula

**H.4.2.10 - CAPACIDAD ANTE FALLA**- Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

**H.4.2.10.1 - Empujes sísmicos** - Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos para los movimientos sísmicos de diseño, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del Capítulo A.2 de este Reglamento.

**H.4.2.11 - FACTOR DE SEGURIDAD** - Los valores del factor de seguridad para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.4.2.2 y siguientes, deben ser, como mínimo:

- Deslizamiento en suelos granulares ..... 1.5  
                   en suelos cohesivos . . . . . 2.0
- Volcamiento en suelos granulares ..... 3.0  
                   en suelos cohesivos ..... 2.0
- Capacidad Portante ..... 2.5
- Estabilidad Intrínseca . . . . . 1.6
- Estabilidad General del Sistema ..... 1.5

### H.4.3 - EXCAVACIONES

**H.4.3.1 - GENERALIDADES** - Para cualquier excavación que forme parte de una edificación se requiere investigar la estabilidad de sus taludes, sus deformaciones y la posibilidad de falla de fondo, elaborando las recomendaciones para la excavación y los parámetros para el diseño de las estructuras de contención.

**H.4.3.2 - ESTABILIDAD DE TALUDES** - Los análisis de estabilidad deben tener en cuenta las características del material del talud, condiciones hidráulicas, geometría de la excavación, sobrecarga de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y los efectos sísmicos.

**H.4.3.2.1 – Sismo de diseño** - Para excavaciones permanentes sin soporte de la edificación o sin estructuras de contención se deben emplear los movimientos sísmicos de diseño y para excavaciones temporales, de duración no superior a 6 meses, con o sin estructuras de contención, se deben emplear los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, definidos en el Capítulo A.2 y A.12 del Título A, respectivamente.



Tabla H.4-3 – Muros de contención

| Descripción  | Estado activo   | Estado pasivo  |
|--|---|--|
| <b>Empuje total</b>  | $P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2}$  | $P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2}$   |
| <b>Coulomb</b><br>Estático<br>$\alpha = \pi/2,$<br>$\delta' = \beta = 0$ | $K_A = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \tan^2 \left( \frac{\pi - \phi'}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$   | $K_P = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$  |
| <b>Rankine</b><br>Estático<br>$\alpha = \pi/2,$<br>$\delta' = \beta$     | $K_A = \frac{\cos \beta \left[ \cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[ \cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$  | $K_P = \frac{\cos \beta \left[ \cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[ \cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$   |
| <b>Mayniel</b><br>Estático<br>$\alpha = \pi/2,$<br>$\beta = 0$           | $K_A = \frac{\cos^2 \phi'}{D_A \cos \delta'}$<br>$D_A = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen} \phi'}{\cos \delta'}} \right]^2$  | $K_P = \frac{\cos^2 \phi'}{D_P \cos \delta'}$<br>$D_P = \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen} \phi'}{\cos \delta'}} \right]^2$   |
| <b>Müller-Breslau</b><br>Estático<br>$\psi = 0$                          | $K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{D_A \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta')}$<br>$D_A = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2$  | $K_P = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{D_P \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta')}$<br>$D_P = \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2$ |
| <b>Mononobe-Okabe</b><br>Análisis pseudo-estático<br>$c' = 0$            | $K_A = \frac{(1 - a_v) \text{sen}^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \phi \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta' - \psi)}$<br>$D_A = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \beta - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2$ | Usese $K_P$ según Müller-Breslau   |
| <b>Empuje total</b><br>$c' \neq 0$                                       | $P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2} - 2 c' H \sqrt{K_A}$  | $P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2} + 2 c' H \sqrt{K_P}$   |

Donde:  
 $\beta < (\phi' - \psi)$   
 $\psi = \tan^{-1} \left( \frac{a_h}{1 - a_v} \right)$   
 $\beta$  = ángulo del terreno con la horizontal  
 $\alpha$  = ángulo de la cara del muro con la horizontal  
 $\delta'$  = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro  
 $a_h$  = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo  
 $a_v$  = aceleración vertical del terreno, debida al sismo

**H.4.3.3 - CALCULO DE DEFORMACIONES** - Se deben calcular las deformaciones verticales y horizontales originadas por la excavación en las construcciones en instalaciones vecinas con el fin de diseñar las medidas adecuadas de protección.

**H.4.3.4 - FALLA DE FONDO** - Se debe calcular la posibilidad de falla de fondo, adoptando un factor de seguridad mínimo de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.1 para condiciones con sismo.

## **H.4.4 - ESTABILIDAD DE TALUDES**

**H.4.4.1 - RECONOCIMIENTO** - El ingeniero geotecnista debe identificar la zona como potencialmente inestable, según la pendiente de la ladera, eventuales flujos de agua y tipo de suelo. En esta identificación puede ayudarse del precedente confirmado y de los estudios de microzonificación, si éstos últimos están disponibles.

**H.4.4.2 - METODOLOGIA** - Debe utilizarse un método de cálculo y análisis de reconocida validez y aplicación, proporcionado a la magnitud del problema potencial y al riesgo calculado que pueda correr el proyecto

**H.4.4.3 - PROBABILIDAD DE FALLA** - Según la evaluación cuantitativa el concepto del ingeniero geotecnista podría llegar a la recomendación razonada sobre el abandono del proyecto

