



2.- CAPITULO 2 ANALÍSIS GEOTECNICO

En la Ciudad de México no se dispone de espacio suficiente para el desarrollo de taludes y es necesario excavar en cortes verticales que requieren, generalmente, de algún tipo de estructura para soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de tierra contenida. Se recurre entonces al uso de ademes de diversos tipos: de madera, tablaestacas de concreto de acero, o muros de concreto colados en el sitio dentro de zanjas estabilizadas con lechada bentonitica, llamados "pantallas de concreto" o "muros Milán".

2.1.- MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE EN EXCAVACIONES ADEMADAS

En 1936 K. Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, demostró experimentalmente, la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil, en una gran caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de la ecuación de Rankine, Terzaghi pudo establecer las siguientes conclusiones de importancia práctica:

 Cuando la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma, como ilustra el diagrama (a) de la Figura 6, en una cantidad *δ*/del orden de 0.001H a 0.002H (H=Altura de la pared), la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine. Esto implica que basta un pequeño desplazamiento lateral en el muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

 Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad *δI*, como lo muestra el diagrama (b) de la Figura 6, se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtiene de la teoría de Rankine.



Figura 6 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa

En la práctica, estas dos formas de desplazamiento: de traslación y de rotación respecto a la base, se presentan en muros de contención rígidos, de mampostería o de concreto, en los que su estabilidad depende solamente de su propio peso (Muros de gravedad), en cuya cara libre no existe ningún soporte que impida o restrinja el desplazamiento. En tales condiciones, la fuerza de empuje lateral del suelo produce un desplazamiento de traslación paralelo, y el momento de volteo

de esta fuerza respecto a un eje horizontal que pasa por el talón del muro lo hace girar sobre su base, en el mismo sentido. La suma de ambos movimientos es más que suficiente para desarrollar el equilibrio plástico del suelo. En cambio, en las excavaciones ademadas, al colocar y acuñar, o precargar, los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior del ademe y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se va colocando los puntales intermedios e inferiores, la parte inferior del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores.



Figura 7 Diagramas envolventes de presión activa redistribuida (Par) propuestos por terzaghi y peck, para el diseño de ademes de excavaciones profundas.

Mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared rígida gira desplazándose en su parte inferior una cantidad δl igual al caso anterior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola, como ilustra la curva en línea continua del diagrama (c) en la figura 6. La magnitud del empuje total observado E_{ar} , dado por el área bajo la curva, llega

a ser hasta 10% mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankine E_{at} ; osea que: $E_{ar} = 1.1E_{at}$. El punto de aplicación del empuje E_{ar} se encuentra a una altura aproximada de 0.45H sobre la base de la pared móvil.

Este tipo de desplazamiento giratorio respecto a un eje superior se observa en excavaciones con ademes formados de diversos materiales, más o menos flexibles: viguetas de acero con tablones de madera, tablaestacas flexibles de acero o de concreto, o muros de concreto colado en zanjas (Muro Milán). La flexibilidad de los elementos verticales del ademe induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe, formando superficies de curvatura variable, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales de apoyo y de la carga aplicada a ellos al ser colocados y acuñados. Tal heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra, lo que hace prácticamente imposible prever su forma por métodos teóricos. Ante esta situación, Terzaghi y Peck propusieron diagramas de presión simplificados, para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones ademadas, los cuales son una envolvente de un buen numero de diagramas de presión reales deducidos de mediciones de las cargas puntuales y deformación de los ademes.

2.2.- EXCAVACIONES ADEMADAS EN SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES

En un suelo cuya resistencia al corte está constituida por cohesión y fricción entre sus partículas, como en una arena arcillosa (SC) o en un limo arenoso (ML) no saturado, se puede expresar por la siguiente ecuación:

 $s = c + p_n \tan \phi \tag{2-1}$

Donde: *s* : Esfuerzo cortante, *c* : cohesión,: ϕ : Angulo de fricción y p_n esfuerzo de compresión normal al plano de falla plástica.

El diagrama de presión lateral teórico de Rankine es el que se muestra en la figura 8. El empuje teórico total del suelo sobre el ademe está representado por el área del triangulo obc, que corresponde a la zona donde se desarrolla una presión de contacto entresuelo y ademe. Arriba del punto o se producen esfuerzos de tensión en el suelo, pero no existe adherencia entre éste y el ademe que sea capaz de ejercer una fuerza de tracción, por lo cual es aceptable despreciar el triangulo ado en el análisis de las fuerzas que actúan sobre el ademe.



Figura 8 diagrama teórico de rankine para suelo cohesivo friccionante

El valor del empuje activo teórico del triángulo de presiones, obc expresada por:

$$E_{at} = 0.5 \left(\gamma H K_a - 2c \sqrt{k_a}\right) \left(H - Z_0\right)$$
(2-2)

En el cual
$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$
 (2-3)

 $E_{at} = 0.5 \left(\gamma H K_a - 2c \sqrt{k_a} \right) \left(H - \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \right)$ (2-4)

Substituyendo:

Donde $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ Coeficiente de presión horizontal para la condición activa de Rankine, deducido a partir del diagrama de Mohr. γ : Peso volumétrico

del terreno.





El área del diagrama trapecial de presión redistribuida de la figura 9 es la fuerza

de empuje redistribuido, cuyo valor es:

$$E_r = 0.775 H p_{rm}$$
 (2-5)

Por otra parte: $E_r = 1.28E_{at}$

Substituyendo (2-4) y (2-5) en (2-6) y despejando p_m , se tiene:

(2-6)

$$p_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.775H}$$
(2-7)

$$p_{rm} = 0.83 \left(\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} \right) \left(1 - \frac{2c}{\gamma H \sqrt{K_a}} \right)$$
(2-8)

Esta ecuación permite definir el diagrama trapecial de presión redistribuida para cualquier caso de suelo homogéneo, cuya resistencia al corte puede variar entre la de una arena sin cohesión (c=0) y una arcilla sin fricción ($\phi = 0$), cuando el nivel freático es más profundo que la excavación ademada.

2.3.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

A continuación se describen un método para determinar la capacidad de carga del suelo en el nivel del desplante de la losa de fondo.

La losa de fondo es semejante a una zapata rectangular de ancho B y longitud L.



Figura 10 Cimentación del cárcamo

La figura 8 presenta el caso de una cimentación formada por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad Df, el cual soporta el peso Pe de una estructura que incluye el peso propio del cárcamo.

Para construir el cárcamo se requiere excavar un volumen de tierra cuyo peso Pt, al ser retirado del sitio, produce la descompresión de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de la excavación. Al termino de la construcción se habrá colocado sobre el fondo todo el peso de la estructura Pe, con lo cual se volverán a comprimir los estratos de suelo subyacentes antes descomprimidos. Según sea la relación entre la magnitud de los pesos de la estructura y de la tierra excavada se tendrán alguno de los tres casos siguientes:

2.3.1.- Cimentación totalmente compensada

Cuando el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada,

$$P_e = P_t$$
 o bien, $P_n = P_e - P_t = 0$

Donde Pt es el incremento neto de carga aplicada al suelo subyacente a la losa de cimentación. Se dice entonces que se tiene una cimentación totalmente compensada, o simplemente, una cimentación compensada, en la cual, al terminar la construcción del cárcamo, los esfuerzos finales inducidos al suelo en el que se apoya la losa de fondo son iguales a los que tenía antes de hacer la excavación. Esto implica en teoría, que el asentamiento de la cimentación debería ser nulo. La observación real del comportamiento de cimentaciones de este tipo construidas en las arcillas blandas del Valle de México demuestra que, al descargar el suelo con la excavación se produce la expansión del fondo Pe, la cual se recupera al volver a aplicarle la misma carga con el peso de la estructura, produciéndose así un asentamiento del cajón Pr igual a la expansión generada por la descarga; es decir que:

 $\rho_r = \rho_e$

2.3.2.- Cimentación parcialmente compensada

Cuando el peso de la estructura es mayor que el de la tierra excavada se tiene una cimentación parcialmente compensada, también llamada cimentación subcompensada. Esta condición se expresa por la ecuación:

$$P_e \succ P_t$$
 o bien; $P_n = P_e - P_t \succ 0$

El incremento neto de la carga Pn, no compensada por la excavación, será soportado por la masa de suelo subyacente al cajón e inducirá en ella esfuerzos de compresión y cortantes adicionales a los que tenía en su estado natural, antes de excavar. Este nuevo estado de esfuerzos generará un asentamiento Pn, por consolidación de la arcilla subyacente, adicional al que se produzca por recuperación de la expansión creada por el proceso de excavación. Por tanto, el asentamiento total Pt de una cimentación subcompensada será:

 $P_t = P_n + P_r$

El incremento de carga neta inducirá esfuerzos cortantes que deberán ser equilibrados por una adecuada capacidad de carga de la cimentación en su conjunto.

Los dos casos anteriores no se presentan cuando se trata de un cárcamo enterrado. Esto es debido a que el peso que se descarga al terreno es mucho menor al peso de suelo excavado. A continuación se explica el fenómeno que sucede en un cárcamo enterrado:

2.3.3.- Cimentación sobrecompensada

Es aquella en la que el peso de la estructura es menor que el de la tierra excavada; es decir, que se obtiene un decremento neto de la carga llamado carga sobrecompensada Psc, expresado por las ecuaciones:

$$P_e \prec P_t$$
 o bien; $P_{sc} = P_e - P_t \prec 0$

La carga sobrecompensada representa, físicamente, una descarga permanente del suelo subyacente al cajón. En esta condición, los esfuerzos de compresión finales en la masa de arcilla serán menores que los esfuerzos naturales originales, lo que implica que:

El asentamiento por recuperación Pr será menor que la expansión generada por la excavación.

La disminución de los esfuerzos de compresión inducirá un proceso de expansión volumétrica lenta, que se desarrollará a lo largo de varios años después de terminada la construcción del cárcamo.

Los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga neta son de sentido contrario a los que genera una sobrecarga en el caso de la cimentación subcompensada y, generalmente, no constituyen un problema de capacidad de carga.

El diseño de la losa de fondo deberá ser con la presión de descarga del suelo al cajón. Adicionalmente para disminuir la presión de descarga, se colocan un losa de concreto pobre que se le llama "tapón de fondo". Esta losa sirve como contrapeso y evitar una posible falla de fondo de la losa de fondo del cárcamo.

2.4.- FALLA DE FONDO POR ESFUERZOS CORTANTES

La falla del fondo de excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas y saturadas. manifiesta levantamiento brusco del fondo se como un simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral. Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo que se muestra en la figura 12, la cual presenta la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad H. La longitud L de la excavación y espesor Z del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos.



Figura 11 Mecanismo de terzaghi-prandtl para la falla del fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con la longitud, ancho y profundidad infinitos.

Le mecanismo de falla está formado por un prisma rectangular de suelo *abdo*, de ancho B y longitud unitaria L=1m, cuyo peso, $P = \gamma_n HB$, descansa sobre un

mecanismo de capacidad de carga, *defg*, semejante al de un mecanismo de Prandtl para una zapata de longitud infinita, desplantada en la superficie de un deposito de arcilla saturada y homogénea. La zapata tiende a deslizar hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma rectangular P, desarrollando, sobre el plano do, una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga Q de la zapata. En este proceso, el plano *go* sufre un desplazamiento ascendente, mientras el *do* se desplaza hacia abajo, haciendo descender al prisma P y desarrollando una fuerza cortante vertical S, sobre el plano *bd*, la cual, junto con la reacción Q, se opone al deslizamiento del prima P. El factor de seguridad, FSb, contra la falla de todo el mecanismo bidimensional de Terzahi-Prandtl, se expresa por la relación entre los momentos, respeto al eje que pasa por el punto o, de las fuerzas resistentes, Mr, que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes, Ma, que tienden a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación:

$$FS_{b} = \frac{M_{r}}{M_{a}} = \frac{M_{Q} + M_{S}}{M_{P}} = \frac{0.5QB + SB}{0.5PB} = \frac{Q + 2S}{P}$$
(2.9)

Expresando las fuerzas en términos de esfuerzos, se tiene:

 $Q = q_u B$ siendo $q_u = c_{u2}N_c$, la capacidad de carga de la zapata $S = c_{u1}H$ es la fuerza cortante en el plano vertical *bd*.

 $P = \gamma_n HB$ es el peso del prisma P por unidad de longitud

En estas expresiones:

 c_{u1} resistencia al corte, no drenada, en el plano bd.

 c_{u2} resistencia media al corte, en la superficie *defg.*

 $N_c = (\pi + 2) = 5.14$ factor de capacidad de carga de Prandtl.

γ_n peso volumétrico natural de la arcilla

p_s carga superficial unitaria

Substituyendo en la ecuación anterior y simplificando:

$$FS_{b} = \frac{5.14c_{u2} + 2c_{u1}\frac{H}{B}}{\gamma_{n}H + p_{s}}$$
(2.10)

Esta forma de la ecuación permite tomar en cuenta la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad, cuando se tienen variaciones significativas. Frecuentemente, se considera un valor promedio general cuando las diferencias en la resistencia no son mayores de 10% del promedio c_u . Esto equivale a considerar que se tiene una arcilla razonablemente homogénea, dentro de la profundidad involucrada en el mecanismo analizado. Si esta fuera el caso, la ecuación anterior se puede simplificar considerando que: $c_{u1} = c_{u2} = c_u$,

$$FS_{b} = \frac{5.14 \left(1 + 0.39 \frac{H}{B}\right) c_{u}}{\gamma_{n} H + p_{s}}$$
(2.11)

En esta forma de la ecuación se aprecia que el término $5.14c_u$ representa la capacidad de carga de la zapata desplantada en la superficie del terreno, determinada por Prandtl, mientras que el termino dentro del paréntesis es un factor que representa el efecto de la relación entre la profundidad H de la excavación y el ancho B del mecanismo de falla. Es oportuno observar ahora que, en la deducción de esta ecuación se supone que la resistencia del suelo en el plano vertical *bd* se desarrolla en toda la altura H, lo cual no parece coincidir con la

observación de fallas reales en las arcillas blandas de Londres, realizada por Skempton.

Skempton estudio experimentalmente el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas de Londres para determinar la influencia de la profundidad del desplante H y de la longitud de la zapata L sobre la capacidad de carga; estos estudios le llevaron a proponer la siguiente expresión para el factor de profundidad:

$$\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)$$

Cambiando esta expresión en la ecuación (2.11) se obtiene:

$$FS_{b} = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_{u}}{\gamma_{n} H + p_{s}}$$
(2.12)

Por otra parte, para tomar en cuenta la influencia de la longitud finita L de una zapata rectangular, propuso otro factor que tiene una forma semejante:

$$\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)$$

Agregando esta expresión a la ecuación (2.13) se obtiene la siguiente ecuación para el factor de seguridad de una excavación tridimensional:

$$FS_{t} = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u}}{\gamma_{n} H + p_{s}}$$
(2.13)

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H / B \le 2.5 \qquad \qquad B / L \le 1$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación del fondo es mayor de *4B*, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para $B/L \prec 0.25$, esta relación se considera nula.

2.5.- INFLUENCIA DEL ANCHO DE LA EXCAVACIÓN Y EL ESPESOR DEL ESTRATO

El mecanismo de la falla del fondo considerando en el modelo de la figura 11 supone que el ancho de la excavación Be y el espesor del estrato Z son infinitos. Tal hipótesis no existe en la práctica, lo que implica que debe tenerse en cuenta la influencia de los límites reales de estos dos factores en el valor del ancho B considerado en el mecanismo de falla.



Figura 12 Ancho del mecanismo de falla del fondo limitado por: a) una frontera rígida a profundidad finita z b) ancho finito de excavación

La figura 12 considera el caso en el que el espesor Z está limitado por una frontera rígida, que puede ser roca o un suelo de mayor resistencia al corte que la arcilla, en tal caso, el ancho máximo B del mecanismo de falla vale:

B = 1.41Z

Si el ancho de la excavación es $B_e < 1.41Z$, como se observa en la figura 12, el ancho del mecanismo de falla será igual que el de la excavación.

2.6.- MUROS O TABLAESTACAS CON PATA

En excavaciones profundas, es común el uso de muros de concreto colado en el lugar o de tablaestacas de concreto, de acero o de madera, cuyo extremo inferior (pata) se instala hasta alguna profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación, antes de iniciar los trabajos de extracción de la tierra. Esta practica tiene el propósito de aumentar el factor de seguridad ante falla de la pata. La rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata: una es producida por el momento resistente del muro y la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo, como se ilustra en la figura 13.

2.7.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MURO, EN FLEXIÓN.

El proceso de colocación de los puntales de una excavación ademada se desarrolla en varias etapas, cada una de las cuales alcanza una profundidad de unos 30 a 50 cm por debajo de cada nivel de apuntalamiento. Al colocar los puntales de cada etapa y aplicarles una precarga controlada mediante un gato hidráulico, se induce un momento flexionante en la sección horizontal del muro ubicada al nivel de los puntales. Para explicar con mayor detalle la acción favorable de este momento, considérese la colocación de los puntales precargados del nivel inferior indicado en la figura 13. La precarga aplicada genera

un incremento con la cara exterior del muro, cuyo momento flexionante, respecto al punto de aplicación de los puntales, M, debe ser soportado por el momento resistente del muro, Mr. El momento flexionante máximo no debe exceder al momento resistente del muro Mr. Considerando, de manera simplista, que el incremento de presión Pem, se distribuye uniformemente a lo largo de la altura hm, su valor máximo se expresa por:

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2}$$
(2.14)



Figura 13 (a) Influencia de la fricción entre muro y suelo en la estabilidad del fondo (b) Influencia de la resistencia estructural del muro

Este incremento de presión Pem, generado por el desplazamiento del muro contra el suelo exterior, actúa en el mismo sentido que el empuje pasivo de la pata, por lo cual su momento debe agregarse al del empuje pasivo Pp para determinar el factor de seguridad.

Es una práctica común reforzar los muros o tablaestacas de concreto con dos parrillas iguales de barras de acero, una en cada cara, que representa un porcentaje de acero en tensión p. del orden de 1% o menor; por lo tanto, resultan losas subreforzadas en las que el momento resistente Mr, depende de la fuerza resistente admisible del acero en tensión $A_s F_R f_y$, y la separación entre las parrillas de refuerzo (h-2r), siendo r el recubrimiento (5 cm en tablaestacas y 7.5 en

muros). En estas condiciones, el momento resistente admisible se expresa por la siguiente ecuación:

$$M_r = A_s F_R f_y \left(h - 2r \right) \tag{2.15}$$

Donde:

M_r Momento resistente admisible, en ton-m

 A_{s} Área de acero, por metro lineal, en la cara en tensión de la sección M, en cm²

 F_R Factor de reducción de resistencia 0.7

 f_v Límite elástico del acero, 4200 kg/cm²

- *h* Espesor de la sección de concreto, en m.
- *r* Recubrimiento del acero, en m

2.8.- FRICCIÓN ENTRE EL MURO Y EL SUELO

A medida que la excavación avanza, crece el desequilibrio entre el exterior y el interior de ésta, generando un asentamiento ρ_a , de la superficie exterior colindante y una expansión ρ_e , del fondo de la excavación, como se ilustra en la figura 13. Al descender el prisma de suelo P desarrolla una fuerza friccionante negativa –S1 sobre la cara exterior del muro, transfiriéndole una carga que lo hace descender, y la pata penetra en el suelo que se empotra, desarrollando así una reacción formada por fuerzas friccionantes positivas a +S2, en cada una de sus caras, las cuales deben equilibrar a –S1, transferida a la parte superior del muro. El desarrollo de estas fuerzas friccionantes, tanto positivas como negativas, requiere solamente de un pequeño desplazamiento relativo entre el suelo y el

muro, del orden de un milímetro por metro de longitud friccionante; este hecho se observa en las pruebas de carga de pilotes de fricción. Por otra parte, también se desarrolla la reacción de la punta Qp, cuya magnitud es pequeña en comparación con las fuerzas fricciones, cuando la punta se apoya en la misma arcilla; para que se desarrolle Qp en su totalidad se necesita un desplazamiento del muro relativamente mayor que el de las fuerzas friccionantes. Por ambas razones, esta fuerza se considera despreciable.

Cualquier que sea la magnitud de la fuerza –S1, su presencia resulta favorable a la estabilidad del mecanismo de falla; porque, esta fuerza descendente genera una reacción ascendente del muro +S1, que actúa sobre la cara del prisma de suelo P. que está en contacto con el muro, contrarrestando así parte del peso del prisma y disminuyendo la presión vertical ejercida por éste sobre el mecanismo de zapata en que se apoya.

La figura 13 muestra el diagrama de transferencia de carga del suelo al muro; este diagrama permite analizar la revelación entre las fuerzas friccionantes y su magnitud. La fricción negativa –S1 debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva +2S2. De esta manera, el máximo valor de –S1 estará limitado por el menor de los siguientes dos valores:

$$S_1 = c_{u1}H$$
 o $2S_2 = 2c_{u2}H_p$

Cuando ambos valores sean iguales, se tendrá el máximo valor posible S_{1max} y la profundidad máxima H_{pmax} , necesaria para que la pata alcance la condición de equilibrio que se expresa por la siguiente igualdad:

_ _

$$S_{1\max} = c_{u1}H = 2c_{u2}H_{p\max}$$

De donde:

$$H_{p\max} = \frac{Hc_{u1}}{2c_{u2}}$$
(2.16)

Si se tiene un depósito de arcilla homogénea:

Esta expresión justifica la receta empírica que recomienda que, en arcillas, la longitud de la pata no debe ser mayor que ½ de la profundidad de la excavación, ya que una longitud mayor no produciría ningún incremento de la fuerza friccionante S1. Por lo tanto, para cualquier valor de $H_p < H_{pmax}$, definido por la ecuación (2.16), el valor de S1 estará limitado por la longitud de Hp, y se tendrá: $S_1 = 2c_{u2}H_p$ (2.18)

La presión ascendente P_{s1} , generada por la reacción positiva del muro +S1, sobre el prisma de suelo, será entonces:

$$P_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{u2}H_p}{B}$$
(2.19)

Agregando las presiones Ps1 y Pem, dadas por las ecuaciones (2.19) y (2.14), al numerador de la ecuación (2.11), se obtiene el factor de seguridad bidimensional que incluye: los efectos de la fricción en el muro y de la resistencia estructural de la pata, para valores de $H_p \leq H_{pmax}$.

$$FS_{b} = \frac{5.14\left(1+0.5\frac{H}{B}\right)c_{u} + 2c_{u2}\frac{H_{p}}{B} + \frac{2M_{r}}{h_{m}^{2}}}{\gamma_{n}H + \rho_{s}}$$
(2.20)

Agregando a la ecuación (2.13) los efectos de la fricción y de la rigidez de la pata, se obtiene el factor de seguridad para el caso tridimensional.

$$FS_{b} = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)c_{u} + 2c_{u2}\frac{H_{p}}{B} + \frac{2M_{r}}{h_{m}^{2}}}{\gamma_{n}H + \rho_{s}}$$
(2.21)

En el numerador de esta ecuación se aprecia, claramente, la contribución de la pata, representa por el segundo y tercer términos, mientras que, el primer término corresponde a la contribución del mecanismo sin pata.