

Análisis y diseño de muros de contención

Ramírez Cervantes, Álvaro (1). Sánchez Chávez, Alí Eleazar (1). Aroche Boror, Carlos Enrique (2).
Luna Rodríguez, Francisco José (3).

1 [Licenciatura de Ingeniería Civil, Universidad de Guanajuato] | Dirección de correo electrónico:
[alvar0.ramirez@ugto.mx, ae.sanchezchavez@ugto.mx]

2 [Licenciatura de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala] | Dirección de correo
electrónico: [carlosaro1997@gmail.com]

3 [Departamento de Ingeniería Civil, División de Ingenierías, Campus Guanajuato, Universidad de
Guanajuato] | Dirección de correo electrónico: [luna.fj@ugto.mx]

Resumen

En este trabajo se presenta una guía acompañada de un código que optimiza la cantidad de materiales, haciendo el análisis y diseño de muros de contención. Un muro de contención es un elemento estructural que cumple la función de soportar por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de suelos, se utilizan en casos donde existen pendientes en el terreno. El trabajo se enfoca en muros de contención hechos de concreto reforzado, con rellenos no estratificados, tomando en cuenta la presión activa del suelo, sobrecargas y descartando en un inicio la presión pasiva del suelo. Para el análisis de estabilidad externa se evalúan los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Respecto a la estabilidad interna del muro en su diseño estructural se tomó en cuenta el código ACI 318-14, considerando las acciones por fuerza cortante y momento flexionante. El diseño comparó el uso o no de un dentellón en la base del muro, con el fin de optimizar las dimensiones.

Abstract

In this article is presented a guide accompanied

by a software that it optimizes the quantity of materials, making the analysis and design of retaining walls. A retaining wall is a structural element that fulfills the function of supporting, in general, the horizontal pressure produced by the thrust of soils, it is used in cases where there are pending on the terrain. The work is about of retaining walls made of reinforced concrete, with non-stratified fillings, taking into account the active pressure of the soil, overloads and initially discarding the passive pressure of the soil. For the analysis of external stability, the safety factors of overturning, sliding and load capacity are evaluated. Respect to the internal stability of the wall in its structural design the ACI 318-14 code was taken into account, considering the actions by shear force and bending moment. The design was compared using a shear key and without it in the base of the wall, with the purpose to optimize the dimensions, quantity of materials and costs in the project.

Introducción

Los muros de retención se dividen en dos categorías principales a) convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente. Los

muros de retención convencionales se pueden clasificar en general en tres tipos:

Muros de retención de gravedad

Muros de retención de semi-gravedad

Muros de retención en voladizo (Das, 2001)

En este trabajo solo nos enfocamos en muros en voladizo. Las teorías de que se dispone actualmente para el cálculo de empujes de tierra tienen grandes defectos y son inciertas en el sentido de que muchas veces es muy difícil definir en la práctica si se están cumpliendo las condiciones de la estructura y del relleno, las cuales no son fáciles de prever, tales como la deformabilidad de la estructura, las condiciones del relleno, por ejemplo, en lo relativo a saturación o evolución de su resistencia al esfuerzo cortante con el tiempo. Los casos más comunes de uso de estructuras de retención en el campo, son como: confinamiento de terraplenes o de accesos a puentes, pasos a desnivel, alcantarillas y para retención de masas de tierra inestable. (Rico Rodriguez & Hermilo, 1976)

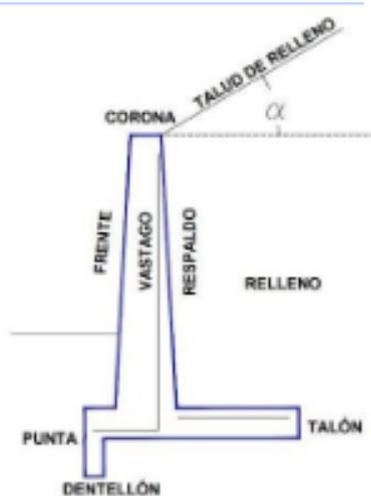


Figura 1. Partes que conforma un muro en voladizo.

Teorías de Empujes de tierra

requieren del conocimiento de las fuerzas laterales que actúan entre el elemento y la masa de suelo que será retenido.

En general, la presión lateral de tierra se puede dividir en tres categorías principales, dependiendo de la naturaleza del movimiento de la estructura de contención. Estas son:

Presión de reposo

Presión activa

Presión pasiva (Das, 2001)

Las teorías más usadas para el cálculo de la presión lateral de tierra son Rankine y Cou-

lomb, por simplicidad usaremos la Teoría de Rankine. Esta considera el suelo en un estado de equilibrio plástico y usa esencialmente las mismas suposiciones que Coulomb, excepto que no asume fricción entre el concreto y el suelo y considera que la pantalla es vertical. El término equilibrio plástico en el suelo se refiere a la condición en la que cada punto en una masa de suelo está por fallar. (Das, 2001)

El estado activo del suelo, ocurre cuando existe una relajación en la masa que le permite moverse hacia afuera del espacio confinado. Al contrario, el estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo hacia adentro del confinamiento. Como observación, se deja claro que Rankine al hacer la formulación para el cálculo del coeficiente activo no considera la influencia de agregar un escarpe en la pantalla del lado del relleno, sin embargo, en este trabajo se agrega el escarpe a la pantalla, considerando que afecta de forma mínima en el comportamiento del muro, debido a que el empuje se calcula hasta el extremo del talón.

Coefficiente activo (K_a)

Para suelo friccionante Φ ($\alpha = 0, C = 0$) Si el relleno del muro sin fricción es suelo granular y es horizontal el coeficiente de presión activa, K_a , se determina como

Φ

Las estructuras de retención donde deben soportar los empujes de las masas de tierra de forma segura. Un diseño y construcción adecuada

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\Phi}{2}) \quad (1)$$

$\Phi \rightarrow$ ángulo de fricción interna

Para suelo friccionante Φ ($\alpha \neq 0, C = 0$) Si el relleno del muro sin fricción es suelo granular y se eleva un ángulo α respecto a la horizontal el coeficiente de presión activa, K_a , se determina como

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}} \quad (2)$$

para $\alpha < \Phi$

Donde

$\Phi \rightarrow$ ángulo de fricción interna

$\alpha \rightarrow$ ángulo de inclinación del terraplén

Para suelo cohesivo-friccionante $C - \Phi$ ($\alpha \neq 0$)

La teoría de Rankine se extiende a un relleno inclinado para un suelo $C - \Phi$, de acuerdo a la adecuación que hicieron Mazindrani y Ganjali a la formulación de la teoría, K_a , se determina como

$$K_a = \frac{1}{\cos^2 \Phi} \left[\frac{2 \cos^2 \alpha + 2(C)}{\cos \Phi \sin \Phi} - \frac{\gamma h}{\cos^2 \Phi} + \frac{\gamma \cos^2 \Phi}{\gamma h} - \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi) + 4 \left(\frac{C}{\gamma h} \right)^2} + 8 \left(\frac{C}{\gamma h} \right) \cos^2 \alpha \sin \Phi \cos \Phi \right] - 1 \quad (3)$$

Donde terraplén

$\Phi \rightarrow$ ángulo de fricción interna
 $\alpha \rightarrow$ ángulo de inclinación del

volumétrico (γ) y el ángulo de fricción interno (Φ).

Calculando el empuje de tierra activo, como

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + q H K_a \quad (5)$$

$K_a \rightarrow$ coeficiente activo
 $H \rightarrow$ altura del muro
 $q \rightarrow$ sobrecarga
 $\gamma \rightarrow$ peso volmétrico del relleno
 $\alpha \rightarrow$ ángulo de inclinación del terraplén

Coeficiente pasivo (k_p)

En el caso que la revisión por deslizamiento no cumpla con el factor de seguridad y que para ello se requieran dimensiones cada vez más grandes se optará por el uso de un dentellón, teniendo así que considerar el empuje pasivo.

Para un muro de retención vertical sin fricción con un relleno horizontal, el coeficiente de presión pasiva, k_p , se determina como

Donde

$$K_p = \tan^2 (45^\circ - \frac{\Phi}{2}) \quad (7)$$

$\Phi \rightarrow$ ángulo de fricción interna

Para el cálculo del empuje pasivo de tierra en un suelo Cohesivo – Friccionante ($c - \Phi$)

$$P = \frac{1}{2} K \gamma H^2 + 2CH\sqrt{K} \quad (8)$$

Donde $P = \frac{1}{2} P + P$

Para un problema de este tipo la profundidad de la grieta en tensión z_c , se da por

$$z_c = \frac{2C \sqrt{1 + \sin \Phi}}{\gamma (1 - \sin \Phi)} \quad (4)$$

(Mazindrani & Ganjali, 1997)

Para este caso se debe cuidar que la profundidad de la grieta no sea mayor a la altura del muro propuesta puesto de que esto suceda, la construcción de un muro ya no es necesaria, lo anterior depende de las propiedades del suelo que emplearemos para el relleno tales como la cohesión (C), el peso

$K_a \rightarrow$ coeficiente activo
 $H \rightarrow$ profundidad del dentellón
 $\gamma \rightarrow$ peso volmétrico del suelo de cimentación
 $C \rightarrow$ Cohesión del suelo de cimentación

Propiedades de los materiales

Lo anterior depende del tipo de suelo que usemos, por lo que para este trabajo emplearemos dos tipos de suelos: friccionante y cohesivo-friccionante de los cuales es necesario conocer los valores de la cohesión (C) y el ángulo de fricción (Φ) del relleno y en la cimentación. En la Tabla 1 se muestran algunos rangos recomendados.

Tipo de suelo	Φ	γ [Ton / m ³]
Grava con arena	34° - 48°	1.80 - 2.00
Arena densa	25° - 30°	1.70 - 1.80
Arena media	35° - 40°	1.40 - 1.60
Arena suelta	40° - 45°	1.30 - 1.40
Arcilla consolidada	20° - 30°	1.20 - 1.40

Tabla 1. Propiedades del suelo

Como recomendación y debido a las consideraciones que se hicieron en la revisión de estabilidad externa del muro de no considerar un nivel de aguas freáticas se debe tener cuidado de elegir un tipo de suelo que sea filtrante o implementar sistemas de drenaje para evitar la acumulación de agua.

De igual modo, las propiedades mecánicas del suelo dependen de la compacidad que presente.

Friccionantes		
Compacidad	Φ	γ [$\frac{Ton}{m^3}$]
Suelta	28° - 30°	1.35
Media	31° - 36°	1.40
Alta	37° - 39.5°	1.45

Tabla 2. Propiedades para suelo friccionante.

Cohesivos		
Compacidad	C [$\frac{Ton}{m^2}$]	γ [$\frac{Ton}{m^3}$]
Blanda	2.5 - 5	1.20 - 1.30
Media	5 - 10	1.30 - 1.40
Dura	10 - 15	1.40 - 1.50

Tabla 2. Propiedades para suelo cohesivo

Metodología

Para el diseño del muro inicialmente se tomaron las medidas propuestas por Terzaghi que a continuación de muestran en la Figura 2 y se prosigue a realizar la revisión de estabilidad del muro, si de esto se obtienen resultados no deseados en los factores de seguridad que funcionan como controles de estabilidad, las medidas de las secciones del muro se modifican y se vuelve a repetir el cálculo hasta que obtengamos los factores de seguridad deseados siempre buscando la optimización en cuanto al uso de materiales.

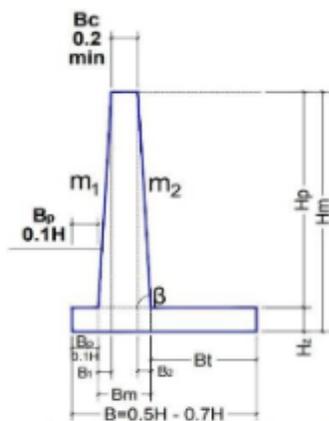


Figura 2. Diagrama de presiones sin considerar el dentellón.

Las dimensiones se han propuesto como proporciones de la altura (Hm) que puede ser de 2 a 5 metros puesto que, de superar esa altura de acuerdo al material usado para su construcción,

en este caso concreto reforzado tendríamos que considerar otros elementos tales como contrafuertes quedando fuera del alcance de este trabajo.

Se deberá considerar el peso propio del muro, el peso del material de relleno que esta sobre el talón y el empuje activo (Pa). Y en caso de existir, se considerará otras fuerzas como sobrecargas (q) que pueden resultar de la interacción con alguna construcción sobre el relleno, tal como se muestra en la Figura 3.

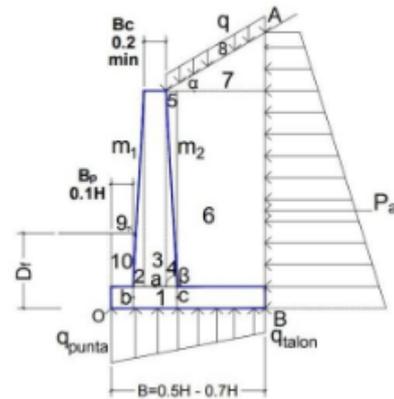


Figura 3. Diagrama de presiones sin considerar el dentellón.

En un inicio no se consideró el empuje pasivo (Pp) debido a la incertidumbre que hay en asegurar que esa sección de suelo permanezca en toda la vida útil del muro, de resultar necesario un dentellón habrá de considerarse la presión pasiva ayudando así a la revisión por deslizamiento tal como se muestra en la Figura 4.

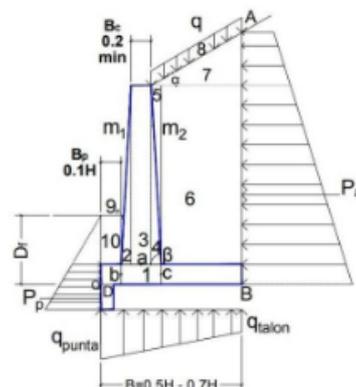


Figura 4. Diagrama de presiones considerando el dentellón.

Una vez que obtenemos los valores deseados se pasa al diseño del armado y cálculo del peralte de la pantalla y de la base, ajustando los peraltes iniciales dados. Teniendo que revisar una vez

más, los factores de seguridad de manera de que todos cumplan.

Revisión por volteo

Para la revisión por volteo se calcula la sumatoria de momentos de estabilizantes y la sumatoria de momentos desestabilizantes respecto al punto O. no alcanzar el mínimo del factor de seguridad se opta por agregar un dentellón y se contemplará el empuje pasivo (Pp). Donde:

$$FS_{desp} = \frac{\sum V \tan(k_1 \Phi) + P_p}{\sum M_D} \geq 1.5 \quad (10)$$

$\sum V \rightarrow$ Sumatoria de fuerzas verticales.

$\Phi \rightarrow$ Ángulo de fricción del suelo de desplante.

$C \rightarrow$ Cohesión del suelo de desplante

$k_1 \rightarrow$ Factor de reducción de Φ

$P_p \rightarrow$ Empuje pasivo.

$P_a \rightarrow$ Empuje activo

Revisión de capacidad de carga

Para la revisión por capacidad de carga se empleó la fórmula de la escuadría obteniendo el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo, teniendo que cumplir que el esfuerzo máximo sea menor o igual que la capacidad de carga admisible calculada.

Teniendo en cuenta que q_{punta} y $q_{talón}$ son las presiones máxima y mínima que se producen en los extremos de la sección de la base, punta y talón, respectivamente. Calculándose de la siguiente manera

$$q_{máx} = q_{punta} = \frac{\sum V}{B} (1 + \frac{6e}{B}) \quad (11)$$

$$q_{mín} = q_{talón} = \frac{\sum V}{B} (1 - \frac{6e}{B}) \quad (12)$$

Tenga en cuenta que $\sum V$ incluye el peso del suelo, y e que cuando el valor

$$FS_{volteo} \geq 2 \quad (9)$$

volteo

$\sum M_D$

adm

FS

FS

Donde:

$\sum M_E \rightarrow$ Sumatoria de momentos estabilizantes

$\sum M_D \rightarrow$ Sumatoria de momentos desestabilizantes

Revisión por deslizamiento

Para la revisión por deslizamiento se calcula la relación entre la sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes y la sumatoria de las fuerzas horizontales de empuje. En caso de la excentricidad, e , se vuelve mayor que $\frac{B}{6}$, q se vuelve negativa. Por lo tanto, habrá un cierto esfuerzo de tensión en el extremo de la sección de talón. Esto no es deseable, debido a que la resistencia del suelo a la tensión se considera nula. Si esto sucede se redimensiona el muro. Para obtener la capacidad de carga última se utilizó la ecuación general de Terzaghi, que nos permite aplicarla a un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical.

$$q = C N_c + \gamma D_f N_q + 2 \gamma B N_\gamma$$

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo Φ .

Donde

$N_c \rightarrow$ Factor de cohesión.

$N_q \rightarrow$ Factor de profundidad.

$N_\gamma \rightarrow$ Factor de desplante.

Los valores de los factores de capacidad de carga se pueden obtener por medio de una gráfica proporcionada por Terzaghi o de la tabla de valores presentada por Braja M. Das. Los factores de seguridad recomendados por Terzaghi pueden ser entre 1.5 a 3. Para este trabajo se usó un factor de seguridad igual a 3 para así

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{C N_c + \gamma D_f N_q + 2 \gamma B N_\gamma}{FS} \quad (14)$$

Por lo tanto, el factor de seguridad por capacidad de carga es q_{adm} del cortante y a la tensión ocasionada por la flexión respectivamente. Con el programa se analizó el caso de un muro de contención con una altura (Hm) en un rango de 2 a 5 metros y la profundidad de desplante de $0.1D_f - 0.4D_f$ para el caso de un relleno cohesivo - friccionante (C - Φ) considerando el valor de la cohesión (C) igual a 1 ton/m^2 , variando el ángulo de fricción (Φ)

de 0° a 30° . y para un relleno puramente friccionante (Φ) variando el ángulo de fricción (Φ) de 5° a 30° . ambos con $\gamma = 0$, y soportando una sobrecarga (γ) igual a 0.59 ton/m^2 fijando las propiedades del suelo de desplante con un valor de la $C = 5 \text{ ton/m}^2$ y $\Phi = 30^\circ$.

Resultados

Para la selección del diseño más óptimo se realizaron graficas Costo (\$) - Altura para cada una de las condiciones antes mencionadas, presentadas en el Anexo. Dependiendo del tipo de relleno se seleccionó el caso más y menos favorable, de los resultados obtenidos, se obtuvo el diseño de menor costo al usar un suelo Cohesivo- Friccionante con $C = 1 \text{ ton/m}^2$ y $\Phi = 30^\circ$ sin

Donde

$$FSq = \frac{q_u}{q_{adm}} \geq 1 \quad (15)$$

$q_u \rightarrow$ Capacidad de carga última

$q_{adm} \rightarrow$ Capacidad de carga admisible

$q_{max} \rightarrow$ Esfuerzo máximo bajo la base

Reglamento de diseño

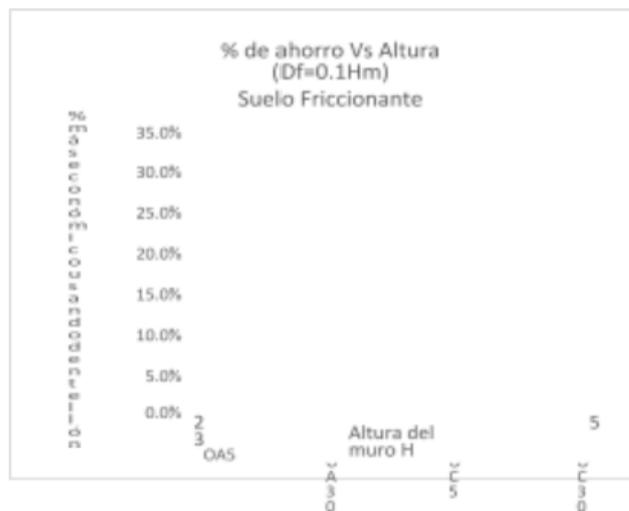
En el diseño y revisión de la resistencia y armado del muro se han tomado las consideraciones del ACI-318-14. Para esto se calculó la fuerza cortante y el momento flexionante en los puntos críticos del muro indicados como a, b y c considerando que cada sección se comporta como una viga en voladizo. Para la optimización de materiales la pantalla se dividió en diez secciones para obtener los elementos mecánicos en cada una de ellas. Para el diseño de la base se tomó la fuerza cortante y momento flexionante mayor del lado del talón y la punta. Para así, tanto en la pantalla como en la base obtener el peralte y área de acero requerido para la resistencia dentellón, y el caso contrario se consigue

usando el mismo suelo, pero con dentellón. Debido que no consideramos (Pp), para el análisis a menos de que se decida emplear un dentellón, los distintos valores de (D_f) no son de gran importancia, que a partir de las gráficas del Anexo se puede observar, que sin importar la profundidad de desplante la tendencia en el costo es la misma, mientras que las propiedades del relleno, C y Φ aumentan, el costo disminuye.

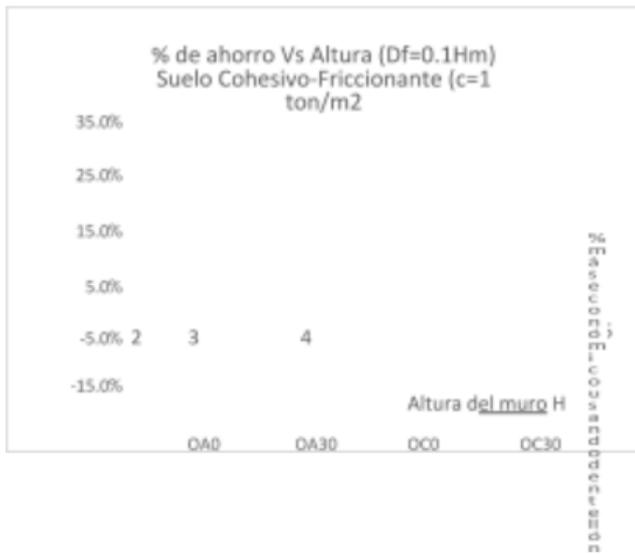
Se elaboraron las gráficas 1 y 2, obteniendo el porcentaje de ahorro que se obtendría el usar un dentellón para cada tipo de suelo. Calculando la diferencia de costo entre el costo generado sin dentellón.

Se encontró que el uso de un dentellón ayuda a optimizar la sección solo si el relleno es puramente friccionante, puesto que de usar un relleno Cohesivo-Friccionante generará un costo mayor, aumentando el costo como se muestra en la Gráfica 2, donde para un relleno con $C = 1 \text{ ton/m}^2$, $\Phi = 30^\circ$ y el empleo de un dentellón el % de ahorro es negativo.

Para un relleno de suelo friccionante obtenemos un mayor porcentaje de ahorro al emplear un dentellón y que Φ sea mínimo, en caso contrario de sea máximo, igual obtenemos un ahorro, pero este sería mínimo.



Gráfica 1



Gráfica 2

Conclusiones

aumentar el valor de (Σ) . En la situación que para poder cumplir con el factor de seguridad por deslizamiento se requieran dimensiones muy grandes se opta por el empleo de un dentellón y de esa manera obtener medidas menores. También para lograr medidas no tan grandes es recomendable cimentar el muro en un suelo con las mejores propiedades mecánicas tales como el ángulo de fricción (Φ) y la cohesión (c), dado que estas influyen en la capacidad de carga del suelo, aunque para un suelo cohesivo se deberá aplicar un mejoramiento debido a que es una propiedad que depende de la cantidad de agua presente en el suelo, por esta razón no se contempló para el factor de seguridad por deslizamiento. Para obtener el menor costo debemos optar por optimizar el concreto empleando un suelo con valores de sus propiedades relativamente altos teniendo un mayor control en la calidad del relleno o emplear el dentellón solo en el caso de que fuera un relleno con suelo puramente friccionante.

La cohesión ayuda a la estabilidad del muro reduciendo el empuje activo.

Referencias

- Das, B. M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. México: International Thomson Editores.
- Mazindrani, Z., & Ganjali, M. (1997).

Lateral earth pressure problem of cohesive backfill with inclined surface. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Debido a que no contemplamos la cohesión para el FS desp, este factor fue el más crítico de los tres, haciendo que de este dependieran el FSq y FS volteo .

En el caso de no cumplir con el factor de seguridad por volteo o de presentar esfuerzos a tensión se recomienda extender la sección de la punta o de tener problemas con el deslizamiento aumentar el talón para así Rico Rodriguez, A., & Hermilo, D. C. (1976). La Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. México: Editorial Limusa.

ASCE, 110-112.