

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Departamento de Estructuras
Postgrado en Ingeniería Estructural

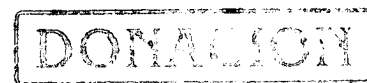
LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA APLICADA AL ANALISIS

DE MUROS ATIRANTADOS O ANCLADOS

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

por :

Pether E. Inglessis V.



Mayo de 1996

Mérida - Venezuela

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

RESUMEN

El objetivo de esta investigación es la aplicación de la Interacción Suelo - Estructura a la estabilidad de taludes verticales mediante el uso de anclajes o tirantes

Se considera al elemento estructural (muro o pantalla de concreto), a los anclajes y a la masa de suelo actuando como un solo sistema, identificados por sus características más importantes. El elemento estructural es modelado por su rigidez a la flexión, tomando en cuenta un sistema de cargas coplanares; el elemento anclaje, se considera como apoyos simples sin corrimiento y el elemento suelo, mediante los parámetros " e_0 " relación de vacíos inicial y el coeficiente de expansión " C_e ", obtenidos a través de un ensayo edométrico en el laboratorio.

Esta metodología comparada con los métodos de uso frecuente muestra gran similitud con el método de los elementos finitos y ciertas diferencias con los métodos de rotura planar, metodología de Kranz, procedimiento de Nicholson, etc.

Lo más resaltante de la metodología propuesta, es la distribución de las fuerzas sobre los anclajes en función de la profundidad y de la deformación que presenta el elemento estructural, por lo que la distribución de estas fuerzas es más racional y eficiente.

CONTENIDO

CAPÍTULOS

- 1 .- Introducción
- 2 .- Estado del Arte
 - 2.1.- Líneas de Falla
 - 2.1.1.- Determinación del mínimo Factor de Seguridad empleando rotura planar. Procedimiento de Ucar
 - 2.1.2.- Metodología de Kranz
 - 2.1.3.- Aplicación de Kotter
 - 2.2 .- Análisis Elástico
 - 2.2.1.- Método de Schneebeli
 - 2.2.2.- Cálculo Elástico de los corrimientos y empujes de acuerdo a Ucar
 - 2.3 .- Metodologías Empíricas
 - 2.3.1 .- Método de Terzaghi - Peck
 - 2.3.2 .- Envolvente Aparente de Presiones según Schnaebel
 - 2.3.3.- Determinación de la máxima Envolvente Aparente de presiones en muros atirantados a través del cálculo variacional
 - 2.4 .- Análisis Numérico
 - 2.4.1 .- Método de los Elementos Finitos
- 3 .- Metodología aplicando la Interacción suelo - Estructura
 - 3.1 .- Introducción
 - 3.2 .- Formulación de la metodología
 - 3.3 .- Aplicación de la metodología
- 4 .- Ejemplos y comparaciones
- 5 .- Conclusiones
- 6 .- Bibliografía
- 7 .- Anexo : Listado del programa

INTRODUCCION

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO No 1

1 .- INTRODUCCIÓN

.- A partir de los años 50, se ha desarrollado el concepto de masas rocosas y suelos anclados con elementos pretensados, hasta alcanzar un campo de aplicación muy amplio en las obras de ingeniería.

.- Los anclajes constituyen en los actuales momentos, un medio de vanguardia para garantizar la estabilidad de estructuras muy diversas, por medio de la aplicación práctica de los conocimientos adquiridos a través de la tecnología actual.

.- Los tirantes anclados pueden usarse en forma muy ventajosa, en donde la masa de roca o de suelo necesite la ayuda de este tipo de armadura metálica para poder soportar un determinado estado de tensiones o esfuerzos; como por ejemplo, en la estabilización de muros y taludes anclados, para contrarrestar subpresiones debidas a la fuerza ascendente desarrollada por la acción de el agua en la base de las estructuras. También como medio de soporte en obras subterráneas, es decir en la excavación de túneles y galerías.

.- En las construcciones civiles, se viene utilizando cada vez con mayor frecuencia y éxito, los anclajes para soportar muros y absorber los momentos volcadores que producen las torres de alta tensión y las presas, así como en un sin número de obras, en las cuales, se tiene que transmitir las fuerzas de tracción generadas por el tirante anclado al terreno de fundación y soportado por rozamiento lateral en contacto con la inyección de la lechada de cemento.

.- La función principal del anclaje es la de reforzar y sostener suelos y macizos rocosos, cuya estabilidad y seguridad es de baja confiabilidad. Estas masas potencialmente inestables pueden llegar a estabilizarse mediante anclajes, al lograrse un incremento de las

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - 4 Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

tensiones normales sobre la existente o potencial superficie de rotura y por lo tanto un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante en dicha superficie.

.- Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos, mejorando la estabilidad general y en donde el tipo de anclaje, método de instalación, aspectos geológicos etc, juegan un papel muy importante en el diseño de los mismos, para lograr con ello la estabilidad requerida

.- El concepto de estabilidad, lo podemos sistematizar, como una masa de roca o de suelo donde se desarrollan deformaciones las cuales generan como consecuencia un estado tensional el cual tratará de desequilibrar a la masa de suelo. Si el esqueleto mineral posee la resistencia suficiente para contrarrestar las presiones o empujes, se dice que hay estabilidad, en caso contrario se tendrá que recurrir a medios mecánicos para lograrla, uno de ellos son los anclajes.

.- Un aspecto muy importante en el estudio de la estabilidad de muros en obras de tierra, es considerar la acción horizontal que experimenta bajo un sistema de cargas; es decir determinar de una u otra forma su empuje.

.- Para una mejor comprensión del estudio del fenómeno del empuje de la masa de suelo, se llevará a cabo una breve reseña histórica.

.- En 1776, Coulomb [1] propone una teoría en la cual considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por el trasdos o paramento interno del muro, la superficie libre del suelo y, una superficie desarrollada dentro del suelo, la cual la supone plana.

.- En 1857, Rankine [2] propone la teoría del estado "plástico" de equilibrio, considerando un estado de falla incipiente generalizado.

- Las teorías de Coulomb y Rankine distan de ser optimas y están lejos de representar un ideal de perfección en lo que se refiere a la realidad pero, en muchos casos son las de mas fácil aplicación y su manejo en principio resulta animador para los ingenieros.

- Investigadores como Culmann [3], Engesser, tal como lo menciona Parry [4], han propuesto y desarrollado métodos basados exactamente en las mismas teorías de Coulomb y Rankine pero, adicionando algún otro parámetro como la cohesión, sobre cargas etc.

- En 1941, Terzaghi [5] desarrolla un método que reúne una buena parte de las experiencias existentes y la suya propia la cual permite evaluar los empujes dentro de ciertos rangos de aplicabilidad, restringido a muros de escasa altura. Este método es considerado semi - empírico y esta basado en numerosas observaciones de campo.

- En 1953, Hansen [6], en su libro titulado Earth Pressure Calculation, considerado como un clásico para el calculo de presiones de tierra, desarrolla diferentes enfoques analíticos que permiten obtener en forma aproximada distribuciones de esfuerzos, empujes y reacciones en distintos tipos de estructuras de retención.

- En 1953, Kranz, [7] propone una metodología en la cual la acción de los anclajes es fundamental para el análisis y diseño. Las hipótesis de Kranz son las mismas de las teorías clásicas, pero el plano de rotura que se forma en la masa del suelo depende de la ubicación de los anclajes, sin considerar la influencia de la pantalla.

- En 1981, Schneebeli [8] recomienda un procedimiento de interacción basado en la teoría de elasticidad, en donde considera que los esfuerzos generados sobre la pantalla o muro, son proporcionales a la deflexión de los mismos, a través del modulo de balastro o de reacción del suelo.

- En 1986, Ucar [9] propone una metodología también basada en las teorías clásicas; el cambio que introduce se fundamenta en que la cuña de falla que se forma coincidirá con aquella que posea un mínimo factor de seguridad al deslizamiento y no un máximo empuje, contemplado en la teoría de Coulomb.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- Con el desarrollo alcanzado a través de los ordenadores, en tiempos recientes, se han elaborado programas muy ingeniosos, por medio de los cuales se puede llegar al modelaje casi real del comportamiento de las estructuras bajo la acción de las cargas exteriores. La masa de suelo no escapa a la alta tecnología, encontrando investigadores como por ejemplo Chen y Mizuno, [10] los cuales, en su libro Non Linear Analysis in Soil Mechanics, Theory and Implementation, desarrollan - entre otros aspectos -, las presiones, deflexiones, etc. generadas en una masa de suelo, desde un punto de vista Elasto - Plástico, auxiliándose con la técnica numérica de los elementos finitos.

- Como se puede apreciar, el problema de la estabilidad en la masa de suelo, ha sido uno de los fenómenos más estudiados en la ingeniería. Comenzando desde una metodología si se quiere semi - empirica hasta las metodología elásticas - más sofisticadas -, en las cuales se llega a considerar la elástica de la pantalla o muro, para luego calcular la distribución de presiones y, de esta manera considerar si la masa de suelo es estable o no. Sin embargo ningún procedimiento, llega a tomar en cuenta la masa de suelo, los anclajes y la pantalla como un solo elemento y, mucho menos plantear una metodología de análisis donde se consideren los parámetros que identifiquen a cada uno de los componentes, para que el sistema - Muro - anclajes - Suelo -, sea analizado como un todo.

ESTADO DEL ARTE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO No 2

2.- ESTADO DEL ARTE

2.1.- LÍNEAS DE FALLA

2.1.1.- Determinación del mínimo factor de seguridad, empleando rotura planar. Procedimiento de Ucar

.- Ucar [9], utilizando la rotura planar, determina el mínimo factor de seguridad, conjuntamente con la inclinación más crítica de la superficie potencial de falla o deslizamiento. En su formulación matemática, el mencionado autor considera el criterio de falla de Mohr - Cuolomb, con las bien conocidas ecuaciones de equilibrio estático

.- Además de su confiabilidad y simplicidad, esta metodología permite calcular la fuerza de anclaje por unidad de longitud de muro, tanto para el caso activo, como para el pasivo, con la finalidad de elevar el mínimo factor de seguridad previamente calculado a uno nuevo, que nos garantice la estabilidad de la masa de suelo o del macizo rocoso

.- Las condiciones geométricas, para la ocurrencia de la falla, tal y como lo indica Hoek y Brown [11], son las siguientes:

.- $\phi < \alpha < \beta$, en donde

.- α es el ángulo que forma el plano potencial de deslizamiento con la horizontal

.- β es el ángulo que forma la cara del talud, con la horizontal

.- ϕ es el ángulo de fricción interna de la masa de suelo

.- Al no considerarse el efecto sísmico ni la presión de poros, para un talud vertical se demuestra que $\alpha = (45 + \phi/2)$

.- Adicionalmente, en dicho procedimiento se emplea la cuña de deslizamiento como cuerpo rígido, analizándose el sistema de fuerzas aplicando el concepto de equilibrio limite, conjuntamente con el criterio de Mohr - Cuolomb. No se ha considerado

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$FS = \frac{K2}{\text{sen}(\beta - \alpha) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} + \frac{\text{tag} \phi}{\text{tag}(\alpha + \varepsilon)} - \frac{K1 \text{tag} \phi \sec \alpha}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (\text{Ec. 2})$$

.- Con la finalidad de calcular el Factor de Seguridad mínimo, entonces se debe cumplir que $\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0$, obteniéndose :

$$\frac{K2 \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + (\text{tag} \phi) - K1 \text{tag} \phi \sec^2 \alpha \cos(2\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (\text{Ec 3})$$

.- Al aplicar las fórmulas anteriores, podemos determinar el α_{critico} , es decir aquel que minimiza el factor de seguridad. Si este factor de seguridad es menor que el normativo, hay necesidad de aumentarlo mediante la disposición de los anclajes, bien sea anclajes activos o anclajes pasivos.

.- El anclaje activo: Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza. En el anclaje pasivo: No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

.- Considerando el caso activo la formulación matemática efectuada por Ucar [9], se obtiene siguiente expresión:

$$(Fa) = \frac{\delta(FS) R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}{[(FS)_a \text{Cos}(\alpha - \Delta) + \text{Sen}(\alpha - \Delta) \text{Tan} \phi]} \quad (\text{Ec. 4})$$

en donde

- .- (Fa) = La fuerza actuante sobre el anclaje
- $\delta(FS)$ = Es la diferencia entre el Factor de Seguridad activo FSa y el Factor de Seguridad previo al anclaje FS

- 22
- .- ε = $\arctan\left(\frac{K_h}{1+K_v}\right)$
 - .- α = Angulo que forma la potencial linea de falla con la horizontal
 - .- ϕ = Angulo de Fricción interna del suelo

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \text{sen}\alpha} \cdot \Psi \cdot K \quad (\text{Ec } 5)$$

en donde

- .- R = Fuerza resultante
- .- β = Angulo del talud natural, con la horizontal

$$\Psi = \left\{ \frac{\gamma_{\text{sat}}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \cdot \gamma + qH \right\} \quad (\text{Ec } 6a)$$

$$K = [K_h^2 + (1 + K_v)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec } 6b)$$

en donde

- .- H_1 = Altura del nivel freatico
- .- H = Altura Total, según la vertical, del talud natural
- .- K_h, K_v = Las componentes sismicas, tanto horizontal como vertical
- .- γ_{sat} = Peso Especifico Saturado del material
- .- γ = Peso Especifico del material
- .- q = Sobre carga uniformemente distribuida

otras formulas complementarias :

$$\therefore \Psi_1 = \frac{\gamma_w H_1^2}{2} \dots \dots K_1 = \frac{\Psi_1}{K \cdot \Psi} \dots \dots K_2 = \frac{C \cdot H}{K \cdot \Psi} \text{Sen}\beta$$

en donde :

- .- Ψ_1 = factor debido al agua
- .- γ_w = peso especifico del agua

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Como se observa en la Ec. No 4, la fuerza actuante sobre el anclaje es función del parámetro " Δ ", el cual indica la inclinación que tiene el anclaje con respecto a la horizontal.

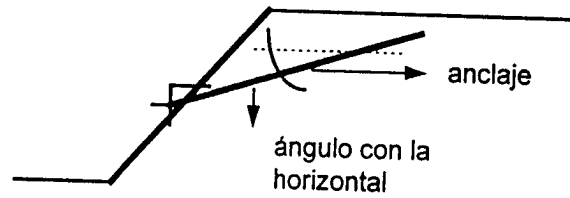


Figura # 1a.
ángulo del anclaje con la horizontal

Siguiendo las consideraciones de Ucar [9], se puede determinar la fuerza de anclaje mínima actuante, que tiene por expresión:

$$(F_a)_{\min} = \frac{\delta(FS)}{[(FS)_a^2 + \tan^2 \phi]^{\frac{1}{2}}} \cdot R \sin(\alpha + \varepsilon) \quad (\text{Ec } 4')$$

2.1.2.- Metodología de Kranz

.- Un procedimiento de cálculo muy utilizado en Europa para diseñar la estabilidad de pantallas ancladas se basa en la técnica propuesta por Kranz, tal como lo mencionan Ranke y Ostermayer [12].

.- Kranz analiza la rotura producida a lo largo del plano de deslizamiento profundo, tomando en cuenta el equilibrio de la cuña, la cual esta delimitada por el muro, la superficie exterior, la superficie profunda de deslizamiento y una pantalla ficticia vertical.

.- La pantalla ficticia está demarcada por la superficie exterior del terreno y el plano de deslizamiento profundo, que atraviesa el centro de transmisión de los esfuerzos del anclaje al terreno. El centro de transferencia de las tensiones se considera el punto medio de la longitud mínima de empotramiento calculada.

.- Tomando en cuenta el equilibrio de la cuña de la masa de suelo, se obtiene un polígono de fuerzas del cual se puede determinar el valor máximo posible de la fuerza del tirante anclado A_h^+ .

.- El Coeficiente de Seguridad, se define de acuerdo a Kranz, como el cociente entre la fuerza del tirante anclado máxima y la movilizada, es decir $h = A_h^+ / A_h$

.- Ranke y Ostermayer [12], critican el método de Kranz al considerar que presenta algunos inconvenientes teóricos fundamentales, uno de ellos es que la hipótesis de una superficie potencial de falla curva, conlleva a un coeficiente de seguridad menor que si se emplea una recta. Sin embargo en excavaciones verticales el error es muy pequeño, tal y como lo demuestra Chen [13].

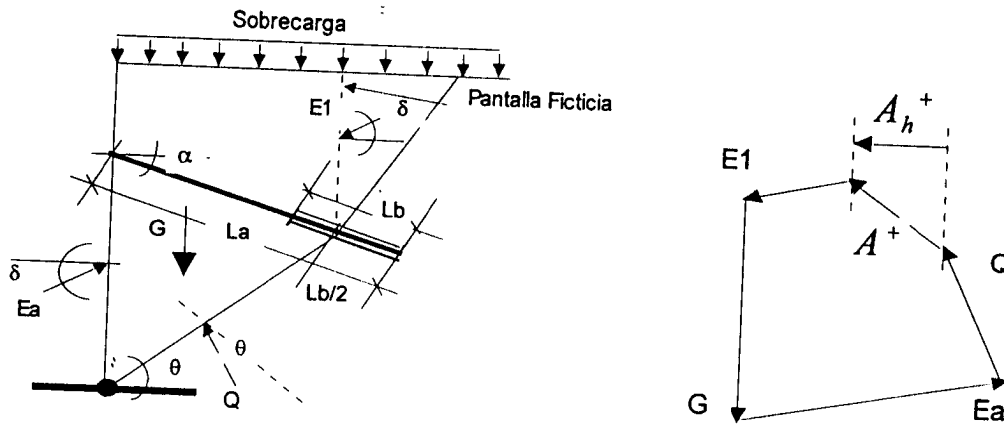


Figura # 2
Polígono de fuerzas

.- Tomando en cuenta el uso de múltiples anclajes y según la disposición de estos, se pueden producir varias superficies de roturas rectas o curvas entre el centro del bulbo de anclaje y el punto de giro de la pantalla.

2.1.3.- Aplicación de Kotter

- Si se considera el estado incipiente de rotura, la distribución de presiones en la superficie potencial de falla, tiene que satisfacer la siguiente ecuación diferencial, desarrollada por Kotter

$$\frac{dP}{ds} - 2 \cdot P \cdot \tan \phi \cdot \left(\frac{d\alpha}{ds} \right) - \gamma \cdot \text{Sen}(\alpha - \phi) = 0 \quad (\text{Ec } 6)$$

en donde:

- dP = Diferencial de la presión de reacción sobre la superficie de falla
- ds = Diferencial del arco de rotura
- ϕ = Ángulo de fricción interna del material
- $d\alpha$ = Diferencial del ángulo de falla
- $ds/d\alpha$ = Radio de curvatura
- γ = Peso específico del material

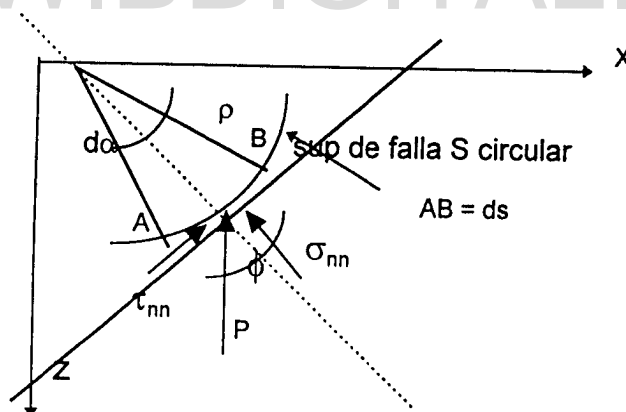


Figura # 3
Esfuerzos en la superficie de falla

- Si la superficie de falla es conocida $s = f(\alpha)$, integrando obtenemos P y, como consecuencia el esfuerzo normal σ_{nn} y el esfuerzo tangencial τ_{nt} . Considerando la ecuación de momentos con respecto al centro del círculo, tendremos entonces el M_r - Momento Resistente -

.- La idea general es considerar la metodología de Kotter, para calcular las fuerzas en los anclajes, suponiendo una superficie de falla circular y un talud de cualquier inclinación. Para ello consideremos la figura indicada:

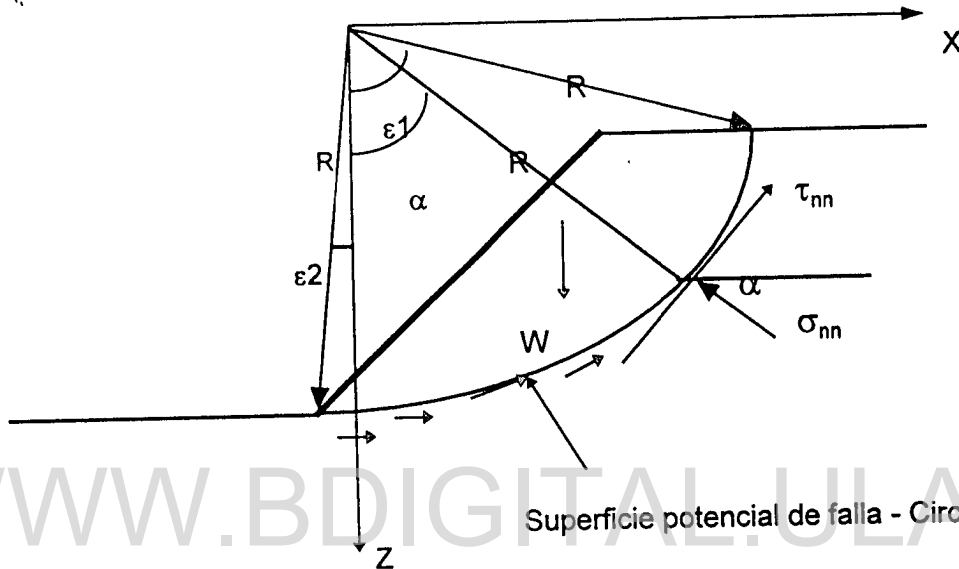


Figura # 4
Esfuerzos sobre el circulo crítico

.- El factor de seguridad global lo podemos determinar como $FS = \frac{M_r}{M_v}$ o sea la relación entre el momento resistente y el volcador

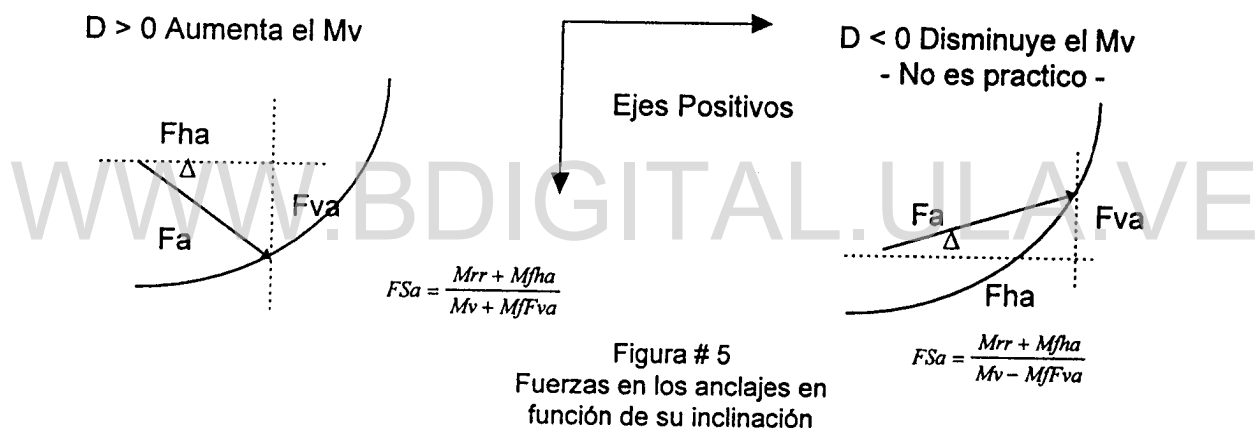
.- Para calcular el FS mínimo, se minimiza la función FS, por medio de sus derivadas parciales, respecto a ε_1 y ε_2 e igualadas a cero, dando como consecuencia dos ecuaciones con dos incógnitas.

$$\therefore \frac{\partial FS}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (\text{Ec } 8a)$$

$$\therefore \frac{\partial FS}{\partial \varepsilon_2} = 0 \quad (\text{Ec } 8b)$$

.- Otro camino posible es programar el FS y en forma numérica calcular los valores de ε_1 y ε_2 que determinan el $FS_{\min}$.

.- Adicionalmente se considerará la acción de los Anclajes, los cuales aumentan el FS en un determinado porcentaje con la finalidad de alcanzar factores de seguridad alrededor de 1.4 @ 1.6 además que pueden colocarse con respecto a la horizontal dirigidos hacia abajo ó hacia arriba y de esta posición aumentará ó disminuirá el momento volcador.



.- Considerese el caso en el cual el anclaje va dirigido hacia abajo, el ángulo " Δ ", es positivo, (ver sistema de coordenadas escogido) siendo el factor de seguridad :

$$FS = \frac{Mr + MFha}{Mv + MFva} = \frac{\frac{Mr}{Mv} + \frac{MFha}{Mv}}{1 + \frac{MFva}{Mv}} = \frac{FS_{\min} + \frac{MFha}{Mv}}{1 + \frac{MFva}{Mv}} \quad (\text{Ec } 9)$$

.- Tomando en cuenta un grupo de anclajes, se tiene:

$$(FS)_{\text{global}} = \frac{FS_{\text{min}} + \frac{\sum MF_{\text{ha}}}{M_v}}{1 + \frac{\sum MF_{\text{va}}}{M_v}} \quad (\text{Ec } 10)$$

en donde:

.- $(FS)_{\text{global}}$ = Aumento del factor de seguridad, previsto por el anclaje, se supone conocido, cuyo valor es ($\geq$) que 1.5

.- $(FS)_{\text{min}}$ = Factor de seguridad minimizado

.- M_v = Momento volcador

.- $\sum MF_{\text{ha}}$ = Momento total, producido por las componentes horizontales de los anclajes, respecto al centro del círculo

.- $\sum MF_{\text{va}}$ = Momento total, producido por las componentes verticales de los anclajes, respecto al centro del círculo

.- Al considerar conocido el FS global, se obtiene una ecuación con una incógnita la cual corresponde a la fuerza en el Anclaje, magnitud que tiene que ser repartida a todo lo largo de la superficie de falla con un ancho unitario del talud.

.- Particularizando para el caso de un talud vertical y observando la figura anexa resulta:

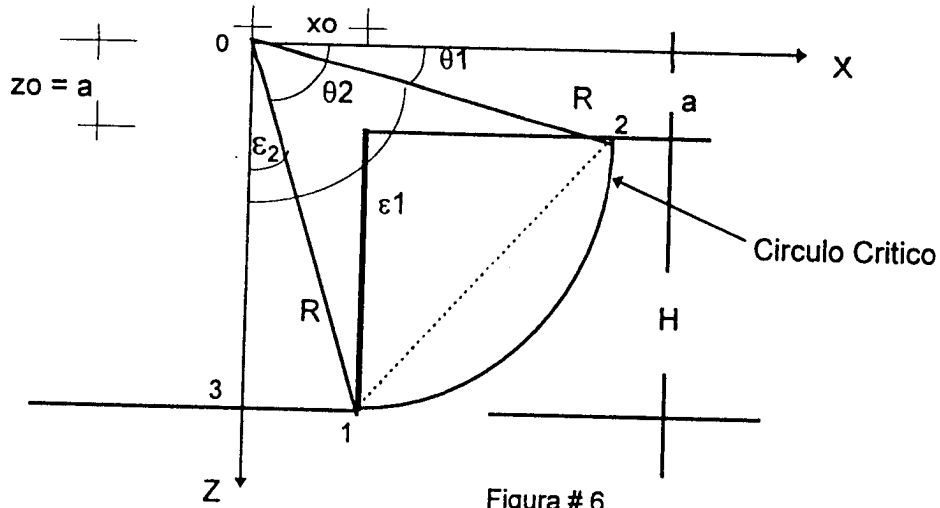


Figura # 6
Círculo crítico

.- Empleando la metodología desarrollada por Ucar[9], es posible escribir las formulas que permiten determinar el momento resistente y el volcador, por ende el Factor de Seguridad.

$$M_r = \frac{R^2 \gamma \cdot R \cdot \text{Sen} \phi}{1 + 4 \text{Tan}^2 \phi} \left[\text{Sen}(\varepsilon_1 - \phi) + 2 \text{Tan} \phi [\text{Cos}(\varepsilon_2 - \phi) - \text{Cos}(\varepsilon_1 - \phi)] - \text{Sen}(\varepsilon_2 - \phi) \right] + \frac{\Omega_1 \cdot R^2}{2 \text{Tan} \phi} (e^{-f \varepsilon_1} - e^{-f \varepsilon_2}) \quad (\text{Ec } 11)$$

$$\Omega_1 = \left[C + \frac{m}{1 + f^2} \text{Cos}(\varepsilon_1 - \phi) - \frac{mf \text{Sen}(\varepsilon_1 - \phi)}{1 + f^2} \right] e^{f \varepsilon_1} \quad (\text{Ec } 12)$$

Donde :

$$m = -\gamma \cdot R \cdot \text{Sen} \phi$$

$$f = -2 \text{Tan} \phi$$

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{\pi}{2} - \theta_1 \right) \rightarrow \varepsilon_2 = \left(\frac{\pi}{2} - \theta_2 \right)$$

$$M_v = \frac{\gamma \cdot R^3}{3} \left[(\text{Sen}^3 \theta_2 - \text{Sen}^3 \theta_1) - \frac{3a}{2R} (\text{Sen}^2 \theta_2 - \text{Sen}^2 \theta_1) \right] \quad (\text{Ec } 13)$$

- .- M_r = Momento resistente
- .- ϕ = Angulo de fricción interna
- .- θ_1 y θ_2 = Angulos con la horizontal, que determinan el principio y final de la superficie potencial de falla. - ver figura # 6 -

.- Se necesita hacer que el radio del círculo, sea una función de los angulos θ_1 y θ_2 , al igual que lo son los Momentos tanto resistente como volcador. De la figura anterior, considerese el triangulo 012, como se indica en la figura siguiente:

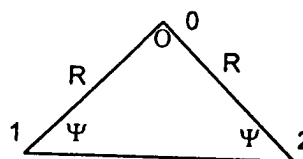
$$\Omega = \theta_2 - \theta_1$$

$$180^\circ = 2\Psi + \Omega \rightarrow \Psi = \frac{180 - (\theta_2 - \theta_1)}{2}$$

$$O3 = R \cdot \cos \varepsilon_2 = R \cos \left(\frac{\pi}{2} - \theta_2 \right) = H + a = H + R \sin \theta_1$$

$$R(\sin \theta_2 - \sin \theta_1) = H$$

$$R = \frac{H}{\sin \theta_2 - \sin \theta_1}$$



(Ec 14)

.- Si se hacen ciertas transformaciones trigonometricas, se demuestra que:

$$\left. \begin{aligned} \sin(\varepsilon_1 - \phi) &= \cos \theta_1 \cdot \cos \phi - \sin \theta_1 \sin \phi \\ \cos(\varepsilon_1 - \phi) &= \sin \theta_1 \cdot \cos \phi + \cos \theta_1 \sin \phi \\ \sin(\varepsilon_2 - \phi) &= \cos \theta_2 \cdot \cos \phi - \sin \theta_2 \sin \phi \\ \cos(\varepsilon_2 - \phi) &= \sin \theta_2 \cdot \cos \phi + \cos \theta_2 \sin \phi \end{aligned} \right\} \rightarrow \quad (Ec 15)$$

.- Introduciendo la Ec.15 en la Ec.11 y ordenando, se obtiene:

$$M_r = \frac{R^3 \cdot \gamma \cdot \text{Sen} \phi}{1 + 4 \text{Tan}^2 \phi} \left\{ \begin{aligned} &\text{Cos} \theta_1 \text{Cos} \phi - \text{Sen} \theta_1 \text{Sen} \phi + 2 \text{Sen} \phi [\text{Sen} \theta_2 + \text{Cos} \theta_2 \text{Tan} \phi - \text{Sen} \theta_1 - \text{Cos} \theta_1 \text{Tan} \phi] - \\ &\text{Cos} \theta_2 \text{Cos} \phi - \text{Sen} \theta_2 \text{Sen} \phi \end{aligned} \right\} + K_1$$

$$K_1 = \frac{\Omega_1 \cdot R^2}{2 \text{Tan} \phi} (e^{-f(\frac{\pi}{2} - \theta_1)} - e^{-f(\frac{\pi}{2} - \theta_2)}) \quad (\text{Ec } 16)$$

$$\Omega_1 = \left[C + \frac{m}{1 + f^2} (\text{Sen} \theta_1 \text{Cos} \phi + \text{Cos} \theta_1 \text{Sen} \phi) - \frac{mf}{1 + f^2} (\text{Cos} \theta_1 \text{Cos} \phi - \text{Sen} \theta_1 \text{Sen} \phi) \right] e^{f(\frac{\pi}{2} - \theta_1)}$$

.- En consecuencia los pasos y formulas anteriores, permiten minimizar el Factor de Seguridad, cuya expresión matemática tiene por forma:

$$FS = \frac{M_r}{M_v}$$

.- Al considerar esta nueva expresión del Factor de Seguridad, se observa que es una función de dos variables, θ_1 y θ_2 , por tanto para determinar el $FS_{\text{mínimo}}$ se puede tomar en cuenta dos procedimientos:

.- El primero consiste en derivar parcialmente el FS. con respecto a θ_1 y θ_2 e igualadas a cero, para obtener de esta manera dos ecuaciones con dos incógnitas.

.- En el Segundo procedimiento, se considera un proceso iterativo en el cual se varían los ángulos θ_1 y θ_2 para obtener diferentes factores de seguridad y de esta manera se determina cual es el mínimo.

.- Al determinar el Factor de Seguridad mínimo, el siguiente paso del procedimiento general es calcular la fuerza necesaria en cada anclaje, para que el factor de seguridad global se eleve a los valores recomendados por las normas.

- En un problema práctico y real, se consideran varios anclajes distribuidos a lo largo de la altura de la pantalla y considerando un ancho unitario. El paso siguiente corresponde al cálculo de la fuerza que debe soportar cada anclaje.

- Un procedimiento para determinar la distribución de las fuerzas en los anclajes que complementa la metodología desarrollada por Ucar [9], para calcular el Factor de Seguridad de una masa de suelo y/o macizo rocoso, aplicando la Ecuación de Kotter, se indica a continuación:

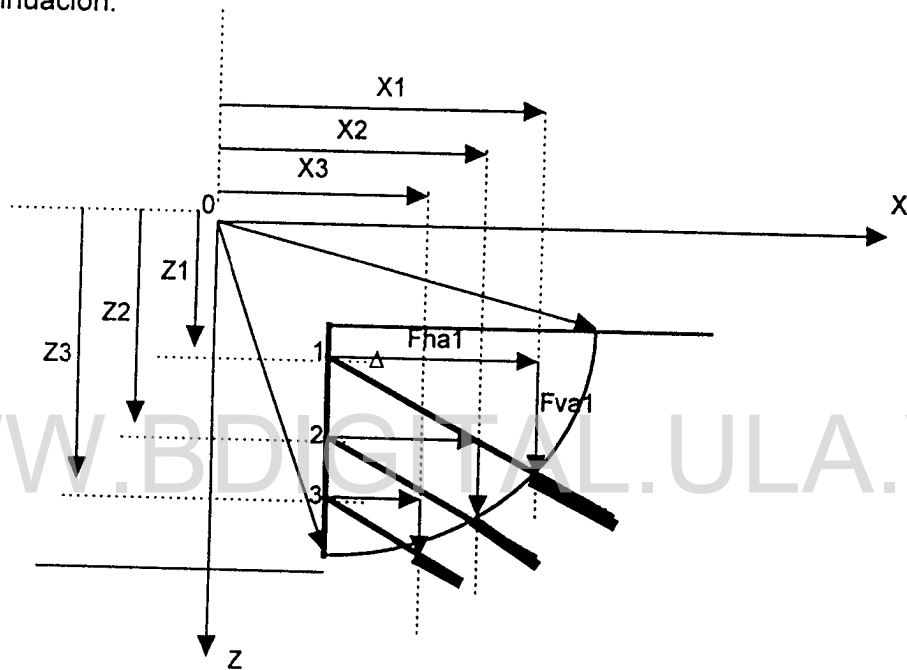


Figura # 8
Coordenadas de los anclajes

- Se ha determinado la expresión del $(FS)_{global}$ según la Ec 10. Por lo tanto se puede escribir:

$$(FS)_{global} = \frac{FS_{min} + \frac{\sum MF_{ha}}{M_v}}{1 + \frac{\sum MF_{va}}{M_v}} \quad (Ec. 16')$$

.- Por otro lado, las componentes tanto horizontal como vertical de cada fuerza en el anclaje, se pueden determinar como:

$$Fha_1 = F_1 \cos \Delta \dots Fha_2 = F_2 \cos \Delta \dots Fha_3 = F_3 \cos \Delta$$

$$Fva_1 = F_1 \sin \Delta \dots Fva_2 = F_2 \sin \Delta \dots Fva_3 = F_3 \sin \Delta$$

.- Si se denomina a F_t , como la fuerza total necesaria para la estabilidad de la cuña deslizante, el problema a resolver consiste en poder repartir la magnitud de esa fuerza total F_t , en cada uno de los anclajes.

.- En esta metodología que complementa a la ya iniciada por Ucar [9], se establecen los factores de distribución en función del inverso de cada una de las longitudes de los anclajes, es decir:

$$FD_1 = \frac{\frac{1}{L_1}}{\sum_1 \frac{1}{L_n}} \dots FD_2 = \frac{\frac{1}{L_2}}{\sum_1 \frac{1}{L_n}} \dots FD_3 = \frac{\frac{1}{L_3}}{\sum_1 \frac{1}{L_n}}$$

en general

$$FD_j = \frac{\frac{1}{L_j}}{\sum_1 \frac{1}{L_n}}$$

en donde:

L_j = Longitud del anclaje "j"

$\sum L_n$ = Sumatoria de las longitudes de todos los anclajes

.- En consecuencia la componente horizontal y vertical de cada anclaje viene determinada por la siguiente expresión:

$$Fha_1 = FD_1 \cdot Ft \cdot \cos\Delta \dots Fha_2 = FD_2 \cdot Ft \cdot \cos\Delta \dots Fha_3 = FD_3 \cdot Ft \cdot \cos\Delta$$

$$Fva_1 = FD_1 \cdot Ft \cdot \sin\Delta \dots Fva_2 = FD_2 \cdot Ft \cdot \sin\Delta \dots Fva_3 = FD_3 \cdot Ft \cdot \sin\Delta$$

.- Por otro lado, la metodología iniciada por Ucar[9], aplicando la Ecuación de Kotter, considera para la determinación del momento resistente y volcador el centro de momentos es el centro del círculo crítico. De igual manera se procede para la determinación del momento producido por la componente horizontal, como por la vertical de los anclajes, en consecuencia tomando momentos respecto al centro del círculo, se puede escribir:

$$\sum Mfha = Ft \cdot \cos\Delta (FD_1 Z_1 + FD_2 Z_2 + FD_3 Z_3 + \dots)$$

$$\sum Mfva = Ft \cdot \sin\Delta (FD_1 X_1 + FD_2 X_2 + FD_3 X_3 + \dots)$$

.- Utilizando la Notación Indicial resulta :

$$\sum Mfha = Ft \cdot \cos\Delta \cdot FD_i \cdot Z_i$$

$$\sum Mfva = Ft \cdot \sin\Delta \cdot FD_i \cdot X_i$$

.- De nuevo utilizando la Ecuación 10, pero en función de la F_t , se obtiene :

$$(FS)_{global} = \frac{(FS)_{mim} + \frac{Ft \cdot \cos\Delta \cdot FD_i \cdot Z_i}{M_v}}{1 + \frac{Ft \cdot \sin\Delta \cdot FD_i \cdot X_i}{M_v}} \quad (\text{Ec. 16''})$$

.- Como se puede observar, la incógnita en la ecuación anterior es la Fuerza total, la cual al despejarla tiene por expresión la siguiente:

$$F_t = \frac{M_v [(FS)_{global} - (FS)_{mim}]}{\left[\cos\Delta \cdot FD_i \cdot Z_i - (FS)_{global} \cdot \sin\Delta \cdot FD_i \cdot X_i \right]} \quad (\text{Ec. 16'''})$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

en donde:

- .- F_t = Fuerza total que estabiliza la cuña deslizante
- .- M_v = Momento volcador
- .- $(FS)_{global}$ = Factor de Seguridad global (normativo)
- .- $(FS)_{min}$ = Factor de seguridad mínimo
- .- D = Angulo que forma el tirante con la horizontal
- .- FD_i = Factor de distribución, para cada tirante
- .- $Z_i - X_i$ = Son los brazos de palanca, de las coponentes de la fuerza en cada anclaje

.- Conocida por medio de la expresión anterior la Fuerza Total necesaria, para lograr estabilizar la cuña deslizante a un factor de seguridad normativo, se puede calcular la fuerza en cada uno de los anclajes como:

$$F_i = FD_i \cdot F_t$$

en donde:

- .- F_i = Es la fuerza en cada uno de los Anclajes.
- .- FD_i = Es el factor de distribución de la fuerza total
- .- F_t = Es la fuerza total

2.2.- ANALISIS ELÁSTICO

2.2.1.- Método de Schneebeli

.- Schneebeli [8], en su libro Muros Pantalla, Técnicas de Realización y Métodos de Cálculo, describe en uno de sus capítulos los cálculos elásticos, con la finalidad de determinar la fuerza del tirante para que la deformación del terreno se encuentre dentro del dominio elástico.

.- Dicho autor, se basa en la teoría general de la Viga Continua que se apoya sobre medio elástico, la cual es desarrollada por Hetényi [14] a través de su libro Beams on Elastic Foundation. Esta teoría supone que la reacción del medio es proporcional al desplazamiento o corrimiento que sufre el suelo en el punto considerado.

.- Es bien conocido que la teoría elástica es una simple aproximación, de los fenómenos que verdaderamente ocurren en el entorno de la masa de suelo, si embargo los cálculos elásticos, permiten dar una idea del reparto de tensiones que actúan sobre la pantalla.

.- La ecuación diferencial que se obtiene, tal como lo demuestra Hetényi [14], es:

$$\sigma = EI \frac{d^4 y}{dz^4} \quad (\text{Ec. 17})$$

.- en donde

σ = Es el esfuerzo normal, correspondiente a la reacción en el punto considerado, el cual es proporcional al desplazamiento de la viga en el punto mismo punto. Matemáticamente se puede expresar como:

$$\sigma = -K.y$$

(Ec. 18)

.- en la cual :

.- K = Es el factor de proporcionalidad, conocido como el coeficiente de reacción del suelo o módulo de fundación o de balasto.

.- y = Es el desplazamiento de la viga continua

.- E = Es el modulo de elasticidad

.- I = Momento de inercia de la viga

.- La solución general puede representarse como sigue:

$$y = e^{+z/L} [A \cos(z/L) + B \sin(z/L)] + e^{-z/L} [C \cos(z/L) + D \sin(z/L)] \quad (\text{Ec. 19})$$

.- Tomando en cuenta las condiciones de los parámetros "y" y "z", de tal manera que se puede admitir:

$y \rightarrow 0$ cuando $z \rightarrow 0$, es decir que no hay carga aplicada en el infinito. Si se consideran estas condiciones de borde, a solución de la ecuación diferencial, se convierte en:

$$y = e^{-z/L} [C \cos(z/L) + D \sin(z/L)] \quad (\text{Ec. 20})$$

.- C y D = Se obtiene de acuerdo con las condiciones de borde para cada caso investigado

.- $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$, posee las dimensiones de una longitud y se conoce como la longitud elástica de la viga.

.- Por otro lado el momento flector y el esfuerzo cortante en una sección de la viga, pueden representarse mediante las ecuaciones:

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (\text{Ec. 21})$$

$$T = -EI \frac{d^3 y}{dz^3} \quad (\text{Ec. 22})$$

.- Para una pantalla indefinida cargada por una fuerza concentrada (P), que actúa contra el terreno, resulta al observar la figura # 9 y considerando que la tangente a la línea elástica debe ser vertical por las condiciones de simetría, se escribe:

$$\left[\frac{dy}{dz} \right]_{z=0} = 0 \quad (\text{Ec. 23})$$

.- Por otra parte, en dicho punto el esfuerzo cortante es igual a la semifuerza P, es decir que $T = -P/2$, obteniéndose:

$$C = D = -P/2 \quad (\text{Ec. 24})$$

.- Bajo la estas condiciones resulta :

$$\begin{aligned} \sigma(z/L) &= -\frac{P}{2L} e^{-z/L} [\cos(z/L) + \sin(z/L)] \\ M(z/L) &= -\frac{P}{4L} e^{-z/L} [\cos(z/L) - \sin(z/L)] \\ T(z/L) &= -\frac{P}{2L} e^{-z/L} \cdot \cos(z/L) \end{aligned} \quad (\text{Ecs. 25})$$

.- Lógicamente, la mencionada teoría conducirá a resultados valederos, cuando el rango del esfuerzo sobre la pantalla este situado entre:

$$K_a \cdot \gamma \cdot z \leq \sigma_y \leq K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{Ec. 26})$$

.- siendo:

- .- K_a = coeficiente activo de presión de las tierras
- .- K_p = coeficiente pasivo de presión de las tierras
- .- σ_y = $\gamma \cdot z$ (presión vertical)

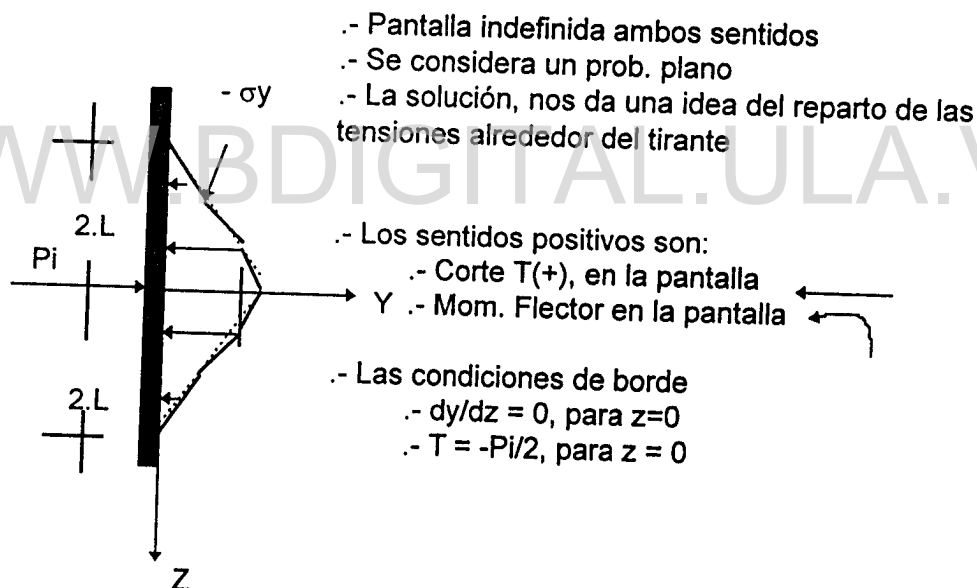


Figura # 9
Tensiones alrededor del tirante

2.2.2.- Cálculo Elástico de los corrimientos y empujes de acuerdo a Ucar

- Para el proyecto en general de cualquier estructura de retención, se hace necesario determinar la magnitud y dirección de las presiones que la masa de suelo ejerce sobre el muro, basándose en el estudio del terreno situado detrás de la estructura de contención.

- Si se considera un elemento diferencial de volumen, correspondiente a un punto de la masa de suelo (p_i), el cual pertenece a un espacio semi-infinito del suelo, sobre él estará actuando el estado tensional indicado en la figura siguiente:

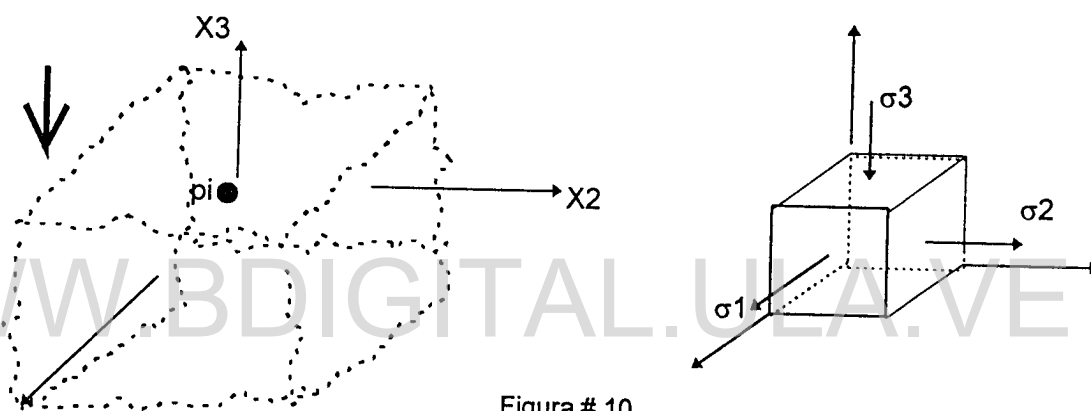


Figura # 10
Elemento diferencial de volumen

- El esfuerzo actuante según la dirección de X_3 , originado por el peso de la columna de suelo situado por encima de él, se determina como $\sigma_{zi} = \gamma \cdot Z_i$, el cual hará que el suelo se comprima en su dirección, es decir tenderá a acortarse verticalmente y por el otro lado a dilatarse horizontalmente. Como la capa de suelo se extiende indefinidamente en el plano $X_1 - X_2$; (plano horizontal) desarrolla un confinamiento interno por la fricción entre sus granos, la cual hace que esta dilatación horizontal sea prácticamente cero, dando origen a una compresión horizontal uniforme en todas las direcciones del plano, que se denomina presión de tierra en reposo, determinándose como $K_0 \cdot \gamma \cdot z$, en donde K_0 representa el coeficiente de empuje en el Edo. de Reposo.

- Suponiendo entonces, que bajo el estado tensional actual por el punto " p_i ", se coloca una pantalla (elemento de retención) muy delgada, perpendicular al plano formado

por los ejes $X_2 - X_3$, pero a la vez infinitamente rígida, de tal manera que no hayan cambios en el estado tensional inicial y se le elimina la porción de suelo situada a un lado de la misma, permitiéndole de esta manera que el elemento de retención sufra una deformación horizontal. ver la figura.

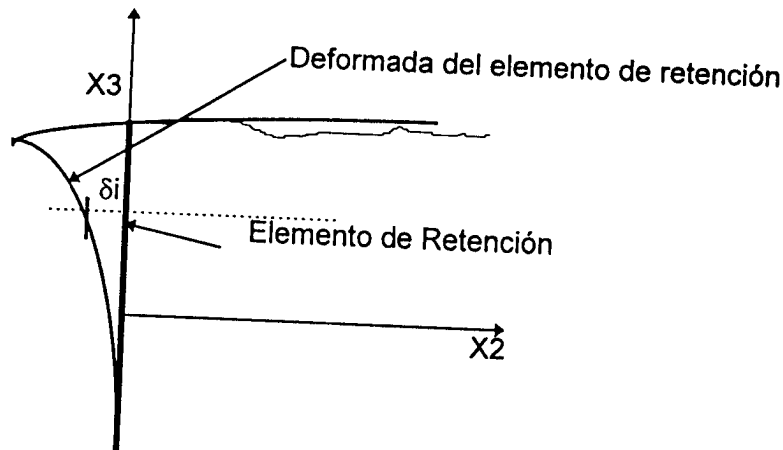


Figura 11
Deformada del
Elemento de retención

- Bajo esta deformación de la pantalla en la masa de suelo se presentan entonces esfuerzos cortantes, los cuales en el caso de que puedan ser soportados por el suelo producirán una disminución del empuje sobre la pantalla y/o muro.

- De acuerdo a Costest y Sanglerat [15] cuando se alcanza cierto desplazamiento, se observa la aparición de tensiones críticas en la masa de suelo que no permiten una mayor decompresión sin rotura. Si el mencionado desplazamiento continúa, podrá observarse la aparición de fisuras en la masa de suelo y una parte del terreno seguirá a la pantalla en su rotura, manteniendo el valor mínimo que había alcanzado en el estado que precedía inmediatamente a la falla.

- Ucar [9], en el desarrollo de su metodología elástica describe el problema en hallar una función $K_e(z)$, que dependa de las características del suelo, del elemento de retención y a su vez de la profundidad z , determinando de esta manera la relación entre la presión vertical y la horizontal. Es decir $\sigma_z = K_e(z) \cdot \sigma_v$, en donde el valor del coeficiente

elástico $K_e(z)$ esta comprendido entre cero y K_0 . Considera además que el elemento de retención no sufre desplazamiento alguno en su base y que el estado tensional actual producirá un cambio en la forma (tensión desviatoria), trayendo como consecuencia las deformaciones angulares.

.- Con las hipótesis anteriores planteadas Ucar [9], en su desarrollo, llega a la siguiente ecuación diferencial, por medio de la cual se calcula el valor del coeficiente elástico

$$K_e'''(z) \frac{3}{z} K_e''(z) - \Psi K_e'(z) = 0$$

$$\Psi = \left[\frac{G_s}{f(\alpha)EI} \right] \quad (\text{Ec } 27)$$

.- El valor de $f(\alpha)$, se determina como:

$$f(\alpha) = \text{sena} \cdot \cos^3(\alpha)$$

$$f(45^\circ) = \frac{1}{4} \rightarrow \Psi = \frac{4 G_s}{EI}$$

$$f(30^\circ) \cong \frac{1}{3} \rightarrow \Psi = \frac{3 G_s}{EI}$$

.- Resolviendo la ecuación diferencial planteada, se llega a la expresión definitiva de $K_e(z)$

$$K_e(z) = a_1 \left[z + \frac{2\Psi}{5!} z^4 + \frac{2\Psi^2}{8!} z^7 + \frac{2\Psi^3}{11!} z^{10} + \dots + \frac{2\Psi^n z^{(3n+1)}}{(3n+2)!} \right] \quad (\text{Ec. } 28)$$

y el valor de a_1 , se obtiene por la consideración de que para $z = H$, $K_e(z) = K_0$

.- Una vez conocido $K_e(z)$ el Empuje total sobre la pantalla según se determina mediante la ecuación :

$$E = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_h \cdot dz = \int_{z=0}^{z=H} K_e(z) \cdot \gamma \cdot z \cdot dz \quad (\text{Ec } 28)$$

- Sustituyendo la expresión matemática del coeficiente elástico $K_e(z)$ en la fórmula anterior e integrando, resulta:

$$E = \gamma \cdot a_1 \cdot \left[\frac{H^3}{3} + \frac{2\Psi}{6!} H^6 + \frac{2\Psi^2}{9!} H^9 + \frac{2\Psi^3}{12!} H^{12} + \dots + \frac{2\Psi^n H^{3(n+1)}}{(3n+3)!} \right] \quad (\text{Ec. } 29)$$

en donde:

- H = Altura total del muro y/o pantalla

- γ = Peso específico del material

- $\Psi = \left[\frac{G_s}{f(\alpha)EI} \right]$

- G_s = Modulo de corte del suelo.

2.3 METODOLOGÍAS EMPÍRICAS

2.3.1.- Método de Terzaghi - Peck

.- En 1967, Terzaghi y Peck [16], desarrollaron un procedimiento sencillo para determinar los empujes de tierras que ocurrían en las excavaciones entibadas o apuntaladas, en función de observaciones y medidas realizadas en las obras; ya que para la época con los conocimientos existentes sobre la mecánica de suelos, era prácticamente imposible determinar teóricamente los esfuerzos absorbidos por los puntales. En efecto, estos esfuerzos dependen del equilibrio Elásto - Plástico del terreno y de la deformación de la pantalla.

.- Según la metodología seguida por Terzaghi y Peck [16], se obtienen diferentes diagramas o envolventes de presiones, las cuales permiten determinar los empujes máximos dependiendo del tipo de suelo, tal como se indica a continuación:

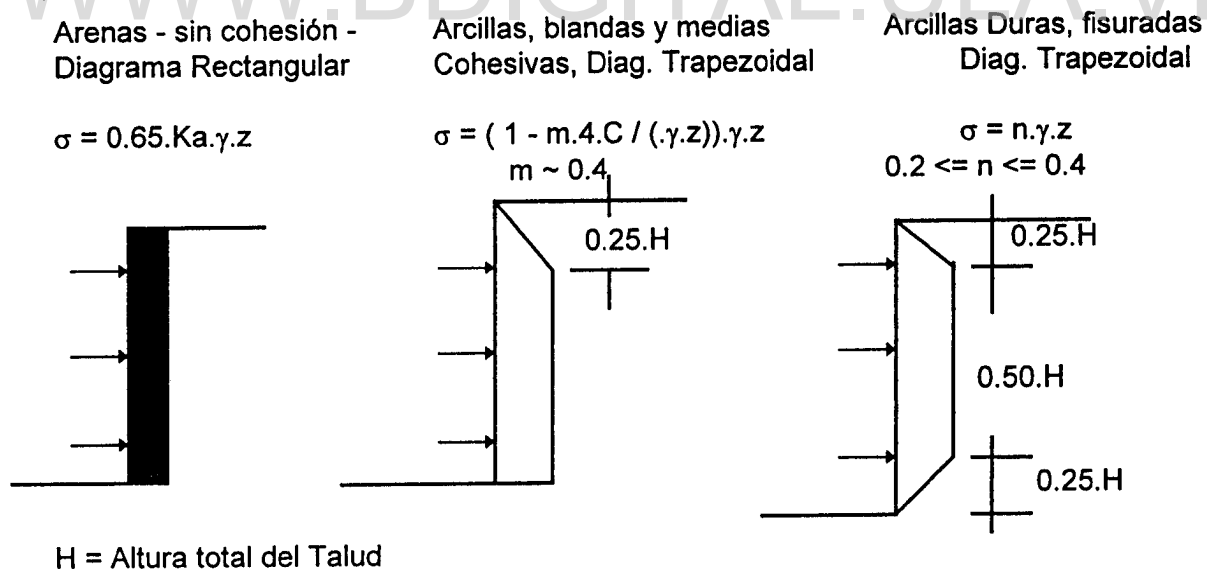


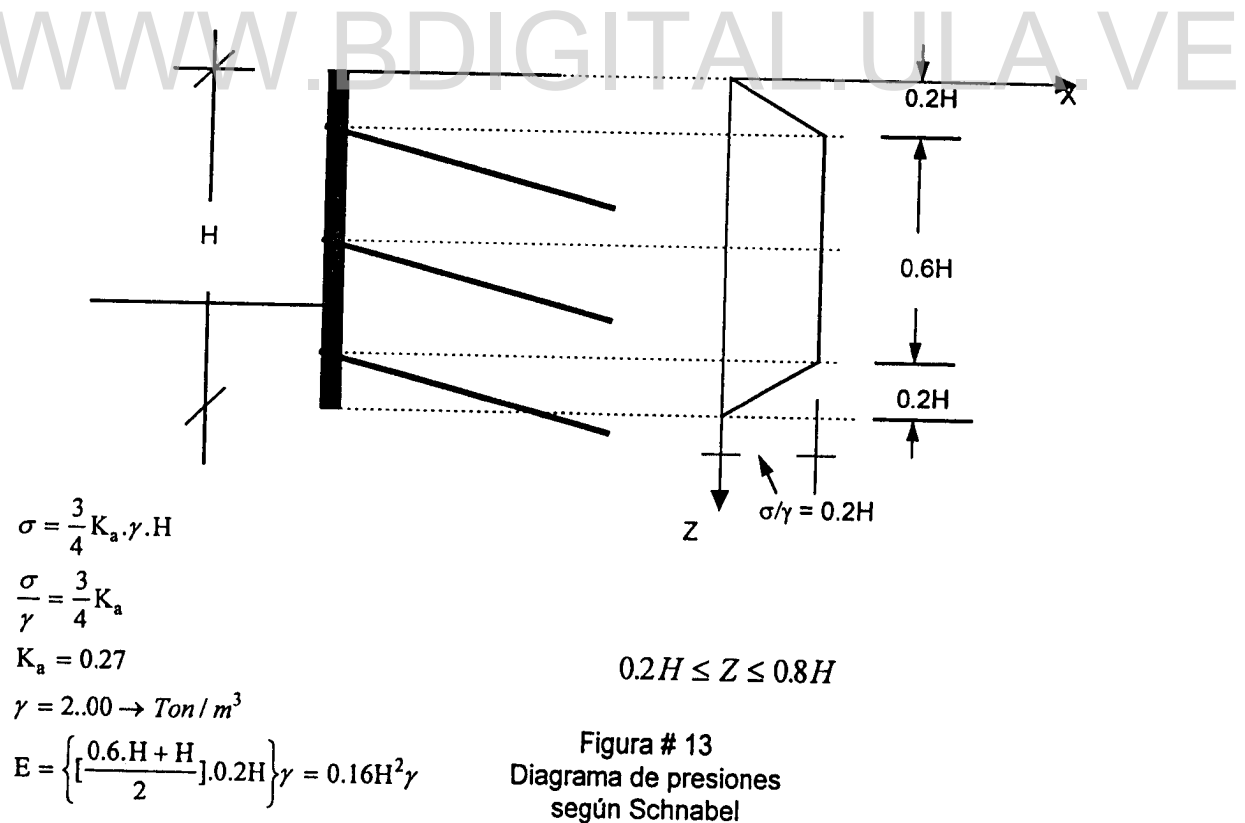
Figura # 12
Diagrama de presiones

- De acuerdo con la figura anterior se puede determinar, dependiendo del tipo de suelo, el empuje total que se ejerce sobre la pantalla. Conocido el Empuje total, para determinar las acciones sobre cada tirante, se tiene que tomar en cuenta lo siguiente:

- Cada tirante o puntal absorbe la carga P. considerando el área tributaria.
- Los momentos sobre la pantalla, se calcularán como $P.L / 10$, tanto para el Momento Máximo. positivo como negativo. En el primer tirante el momento calculado es el producido por el volado solamente.

2.3.2.- Envolvente aparente de presiones, según Schnabel

- Schnabel [17], recomienda calcular la fuerza del tirante anclado a través de la envolvente aparente de presiones indicada en la figura # 13 y la compara con la metodología de Terzaghi y Peck [16].



2.3.3.- Determinación de la máxima envolvente aparente de presiones en muros atirantados a través del Cálculo Variacional.

.- Según el investigador Schnabel [17], la máxima envolvente aparente de presiones para calcular la fuerza en el tirante anclado, que es una modificación de la envolvente desarrollada por Terzaghi y Peck, obedece a la siguiente configuración.

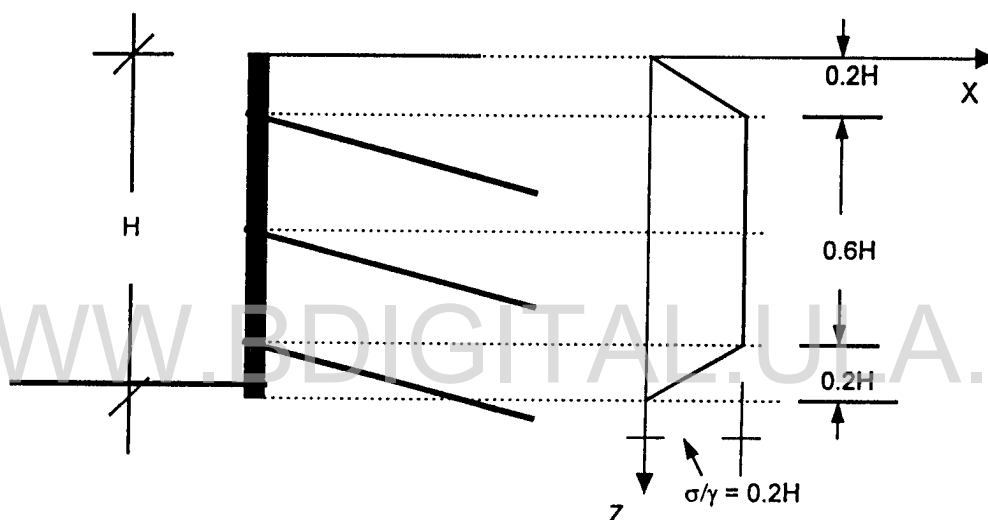


Figura # 14
Envolvente de
presiones

.- Al aplicar los conceptos y fundamentos teóricos del Cálculo Variacional, es práctica común resolver un problema llamado Isoperimétrico y cuyo planteamiento es el siguiente:

.- Se desea hallar la curva continua y derivable varias veces dentro de un intervalo cerrado, de longitud conocida y constante que delimite el área máxima.

.- Los principios teóricos del cálculo de variaciones, establecen:

.- Se denomina a $y(x)$, como una función continua y derivable varias veces en un intervalo cerrado $[x_1 ; x_2]$ y representada por un arco AB.

.- Considerese además una función F , de valores conocidos a lo largo de dicha curva que toma la variable x , la función $y(x)$ y las derivadas sucesivas $y'(x)$, $y''(x)$, $y'''(x)$ etc. Es decir que $F(x, y(x), y'(x), y''(x), y'''(x) \dots\dots\dots)$

.- Tomese además a la integral $I = \int_{x_1}^{x_2} F(x, y(x), y'(x), y''(x), y'''(x) \dots\dots\dots)$, como el Funcional.

.- El problema consiste, en determinar una función $y(x)$ que el funcional sea un máximo o un mínimo

- Las Funcionales, son magnitudes variables cuyo valor se determina por medio de la elección de una o varias funciones.

.- El Cálculo Variacional, estudia los métodos por medio de los cuales, se puede maximizar y/o minimizar a los funcionales. Por lo tanto los problemas en que se requiere investigar el máximo o el mínimo de un funcional, se denominan problemas variacionales.

.- Aplicando el Método de los Multiplicadores de Lagrange, se tiene que considerar lo siguiente:

.- $J(x_1 ; x_2)$, que es la función a maximizar y/o minimizar

.- $G(x_1 ; x_2) = 0$, función que implanta la restricción

.- Cuando las ecuaciones diferenciales, tienen apropiadas condiciones de borde, queda establecido que:

.- El número de ecuaciones diferenciales = Al número de variables dependientes desconocidas

.- Sin embargo en problemas de ingeniería, no es raro, encontrar que el número de ecuaciones sea ($>$) que el número de variables dependientes desconocidas. Entonces las ecuaciones extras, para la solución del problema, son las llamadas Ecuaciones de Restricción.

.- La funcional Langraniana, para un problema Isoperimétrico, está dado por:

$$L(y, \lambda) = J(y) + \lambda G(y)$$

$$L(y, \lambda) = \int_a^b y(x) dx + \lambda \left[\int_a^b \sqrt{1 + (y'(x))^2} dx - L \right]$$

.- La variación δ_y de "y" satisface la condición de $\delta_y(a) = \delta_y(b) = 0$

$$\delta_y L(y, \lambda) \delta_y = \int_a^b \delta_y dx + \int_a^b \frac{\lambda y' \delta y'}{\sqrt{1 + (y'(x))^2}} dx$$

$$.- \delta_y L(y, \lambda) \delta_y = \int_a^b \left\{ 1 - \frac{d}{dx} \left[\frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + (y'(x))^2}} \right] \right\} \delta_y dx + \left[\frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + (y'(x))^2}} \delta_y \right]_a^b$$

$$para \rightarrow \delta_y(L) = \delta_\lambda(L) = 0 \Rightarrow \left[\frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + (y'(x))^2}} \delta_y \right]_a^b = 0$$

.- Aplicando la ecuación de Euler - Lagrange

$$\frac{\partial F}{\partial u_0} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial F}{\partial u'_0} \right) = 0 \Rightarrow 1 - \frac{d}{dx} \left[\frac{\lambda y'}{\sqrt{1 + (y'(x))^2}} \right] = 0 \rightarrow y' = \frac{dy}{dx}$$

.- Integrando la ecuación anterior, se obtiene un círculo de radio l

$(X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 = \lambda^2$, en donde X_0, Y_0, l , son constantes de integración, las cuales se obtienen de las condiciones de borde apropiadas y de la ecuación de restricción.

.- Particularizando los conceptos y formulas anteriores, para el caso particular de la distribución de presiones aparente según Schnabel y tomando en cuenta el planteamiento de Ucar[9] se presenta:

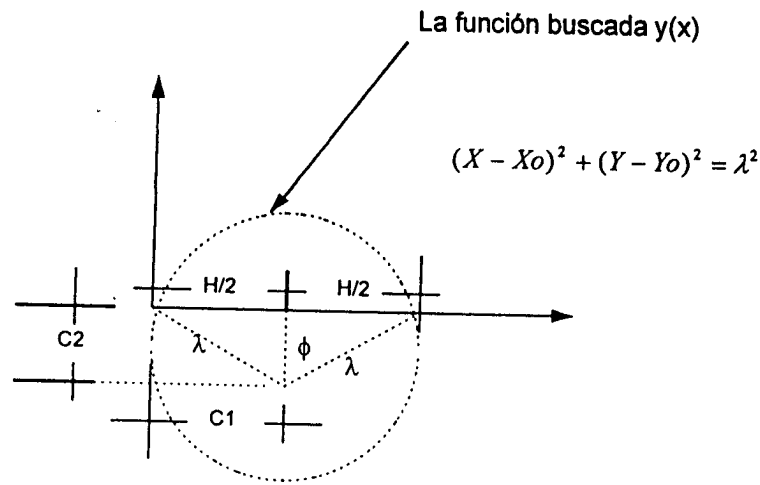


Figura # 15
Dominio de la función $y(x)$

- Aplicando la ecuación del círculo definido por la funcional, resolviendo y simplificando, resulta:

$$(X - C_1)^2 + (Y - C_2)^2 = \lambda^2$$

$$C_1 = \frac{H}{2}$$

$$C_2 = \pm \sqrt{\lambda^2 - (H/2)^2}$$

- Para determinar el valor de I , se tiene que integrar la Ecuación de Restricción

$$G(y) = 0 \Rightarrow \int_0^H \sqrt{1 + (y(x)')^2} dx - L = 0$$

- Como resultado de esa integral, se tiene:

$$L = \int_0^H \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda^2 - (x - C_1)^2}} dx = \lambda [2 \arcsen(\frac{C_1}{\lambda})]$$

- como el perímetro de la envolvente de Schnabel es aprox. $1.17H = L$

$$1.17H = \lambda.2 \operatorname{arcSen}\left(\Psi \frac{\pi}{180}\right), \rightarrow \Psi = \frac{H}{2.\lambda}$$

$$1.17H = \operatorname{arcSen}\left(\Psi \frac{\pi}{180}\right)$$

$$\Psi \approx 0.82 \Rightarrow \lambda \approx 0.61H \Rightarrow C_2 = \pm \sqrt{(0.61H)^2 - \left(\frac{H}{2}\right)^2} = - \approx 0.35H$$

.- en consecuencia el centro de coordenadas del círculo es $(H/2 ; - 0.35H)$, para un ángulo de $\theta = 55$ grados

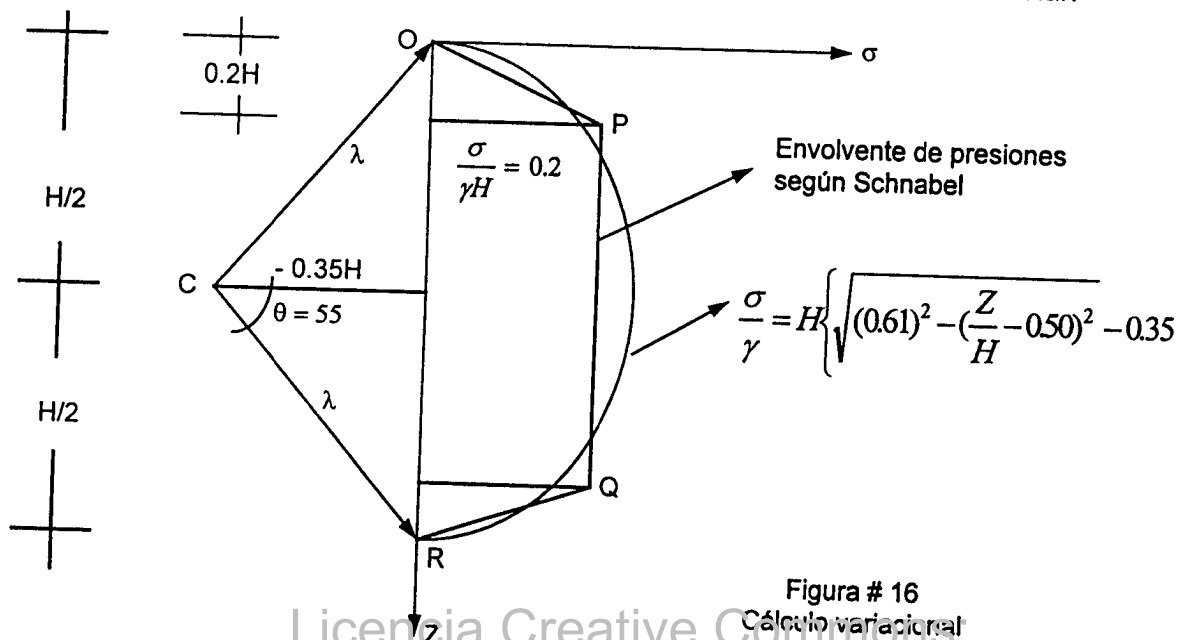
.- El empuje generado, tomando en cuenta esta distribución aparente de presiones utilizando el cálculo variacional, se determina por medio de:

$$E = \int_0^H y dx \gamma = \gamma \int [\sqrt{\lambda^2 - (x - C_1)^2} + C_2] dx \quad (\text{Ec. 29})$$

$$E = 0.18H^2 \gamma \quad (\text{Ec. 30})$$

.- Si se compara con la envolvente aparente de presiones de Schnabel, cuyo valor es $0.16H^2 \cdot g$ hay una diferencia del $+ 12.50\%$ respecto al calculo variacional.

.- Según Golberg y otros [18], la distribución de presiones en consideración a los datos empiricos, se aproxima con razonable exactitud a una envolvente de forma circular.



2.4.- ANALISIS NUMÉRICO

2.4.1 .- Método de los Elementos Finitos

.- Las limitaciones de la mente humana, no nos permite comprender los problemas complejos y sus creaciones de una sola vez. Es por ello que los ingenieros y los matemáticos utilizan un procedimiento el cual permite subdividir el problema global en Elementos Discretos a los cuales sí se les conoce su comportamiento y a partir de ellos, reconstruir el sistema global.

.- Si un problema complejo, puede ser dividido en un número finitos de elementos discretos, se dice que el problema es discreto. Si por el contrario el problema planteado, no puede ser dividido sino en un número infinitos de elementos discretos, los cuales inducen al planteamiento de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema, se dice entonces que el medio en estudio es Continuo.

.- Con la llegada de los ordenadores, los problemas discretos puede ser resueltos de una manera si se quiere bastante simple, aún con un número grande de elementos discretos. Sin embargo la capacidad de las computadoras es finita, en consecuencia en presencia de un problema continuo la solución del mismo se consigue solamente con manipulaciones matemáticas. Estas herramientas matemáticas también tienen sus limitaciones de allí que la solución encontrada sea una aproximación del problema real planteado, la cual estará lo mas cerca posible de la solución real, mientras mayor sea el número de variables discretas consideradas.

.- Tanto los matemáticos como los ingenieros han desarrollado métodos de calculo, con el fin de que la solución aproximada se acerque lo mas posible a la exacta, como son:

.- Métodos Matemáticos:

.- Las diferencias finitas

.- Los residuos ponderados

.- Las funcionales

.- Métodos de los Ingenieros

.- Estos métodos se basan en la analogía existente entre un elemento discreto y la porción finita del continuo, de allí nace el nombre de Elemento Finito.

.- En infinidad de problemas de ingeniería la distribución de los esfuerzos y las deformaciones, son necesarias para el estudio generalizado del medio, como por ejemplo, flexión en las placas y conchas, sólidos tridimensionales etc. En todos ellos la unión entre un elemento discreto y el resto es infinita.

.- Pasos para lograr la discretización del medio, es decir hacer la aproximación

a) .- Dividir el medio continuo en líneas y/o superficies imaginarias en un número finito de elementos.

b) .- Estos elementos se consideran interconectados entre ellos a través de puntos comunes llamados nodos, los desplazamientos de estos nodos son las incógnitas básicas del problema.

c) .- Planteamiento de un grupo de funciones de forma, que representan el campo de desplazamiento único dentro del elemento discreto (finito), en función de los desplazamientos nodales.

d) .- Con estos campos de desplazamientos, se determinan campos únicos de deformaciones dentro del elemento que también son funciones de los desplazamientos nodales. Con estos campos de deformaciones más las propiedades constitutivas del material, se puede entonces determinar el campo de Esfuerzos único dentro del elemento finito y sus bordes.

e) .- Se aplica las condiciones de equilibrio en cada uno de los nodos del medio.

.- Con los pasos anteriores que permiten discretizar el medio en estudio, también se tienen que considerar la existencia de limitaciones propias de la metodología, como son:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- No es fácil elegir las funciones de desplazamientos que no violen la continuidad de desplazamientos entre dos elementos adyacentes.

- Las fuerzas reales actuantes dentro del elemento se tienen que considerar aplicadas en los nodos por una equivalente, trayendo como consecuencia que el planteamiento del equilibrio sea Global en el sistema considerado.

- El proceso descrito arriba (Elemento Finito), es equivalente al proceso de minimizar la energía potencial del sistema en función de un campo de desplazamiento supuesto. Si se elige un campo de desplazamiento $U(x)$, de tal manera que se consiga la convergencia, entonces se esta aplicando el Método de Ritz. (el sistema tiene que presentar una configuración de equilibrio).

- Para dar un enfoque general del método de los Elementos Finitos, estudiemos la siguiente figura:

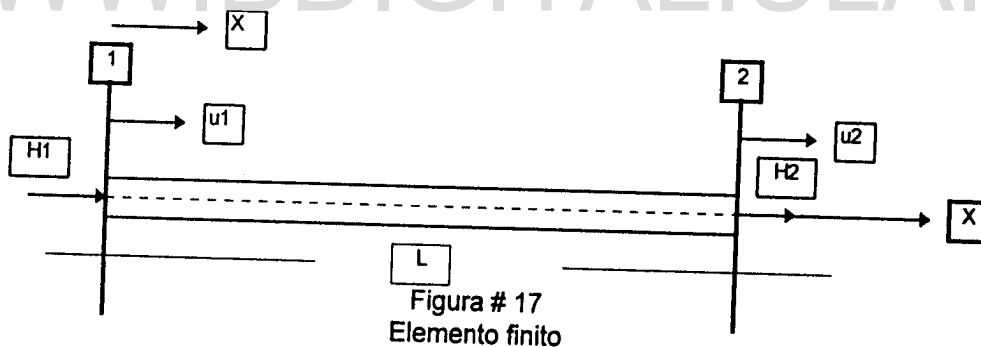


Figura # 17
Elemento finito

- Según Ritz, considérese un campo de desplazamiento arbitrario Cinematicamente Admisible.

$$u(x) = a_0 + a_1 x \Rightarrow u(x) = \begin{bmatrix} 1 & x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix}, \text{ si se llama } C = \begin{bmatrix} 1 & x \end{bmatrix} \quad A = \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} \Rightarrow u(x) = C.A$$

este es el campo de desplazamiento supuesto.

- Aplicando a $u(x)$, las condiciones de borde, para asegurar que sea un campo de desplazamientos Cinematicamente Admisible, se tiene:

$$\text{para } x = 0 \Rightarrow u(0) = u(1) = a_0 + a_1 \cdot 0 = a_0$$

$$\text{para } x = L \Rightarrow u(L) = u(2) = a_0 + a_1 \cdot L$$

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = [\alpha] \{A\} = \{u\} \Leftrightarrow \{A\} = [\alpha]^{-1} \{d\}$$

(Ec. 31)

sustituyendo este valor del vector A, en la ecuación $u(x)$ se obtiene:

$$u(x) = [C][\alpha]^{-1} \{d\} = [N(x)] \{d\}$$

(Ec. 32)

en donde, $u(x)$ = campo de desplazamiento supuesto

$N(x)$ = matriz de las funciones de forma

d = vector de los desplazamientos nodales de la estructura. ($u_1, u_2, u_3, \dots, u_n$)

- Recordando que la matriz de las funciones de forma $N(x)$ = la matriz C, por la inversa de la matriz alfa, es decir:

$$[N(x)] = [C][\alpha]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & x \end{bmatrix} \frac{1}{L} \begin{bmatrix} L & 0 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (1 - \frac{x}{L}) & (\frac{x}{L}) \end{bmatrix} \Rightarrow N_1 = 1 - \frac{x}{L} \rightarrow N_2 = \frac{x}{L}$$

introduciendo las condiciones de borde, se obtiene:

$$x = 0 \Rightarrow N_1 = 1 \rightarrow N_2 = 0$$

$$x = L \Rightarrow N_1 = 0 \rightarrow N_2 = 1, \text{ es decir que las funciones de forma toman el valor } = 1 \text{ en el punto}$$

considerado e igual a cero en todos los demás. Estas funciones de Forma, pueden ser

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

polinomios completos, series, etc. pero que sean campos de desplazamientos cinematicamente admisibles.

.- Si se aplica el principio de la Energía Potencial, es decir $J = U - W_{ext}$, en donde J, es la energía potencial, U, es la energía interna de deformación y W_{ext} , es el trabajo externo de las cargas nodales, se obtiene:

$$J = \frac{1}{2} \iiint_V \sigma : \varepsilon dv - H_1 u_1 - H_2 u_2 - \int_0^L q(x) u(x) dx$$

$$\varepsilon = \frac{\partial u(x)}{\partial x}$$

$$u(x) = N(x)d \Rightarrow \varepsilon = \frac{\partial N}{\partial x} d = B d \quad (\text{Ec. 32})$$

$$J = \frac{1}{2} \iiint_V (E B d B d) dv - F d - \int_0^L q(x) N(x) d \cdot dx \quad (\text{Ec. 33})$$

$$J = \frac{1}{2} \iiint_V (d^T B^T E B d) dv - F d - \int_0^L q(x) N(x) d \cdot dx$$

.- según Ritz, que el campo de desplazamientos supuesto, tienen que minimizar la Energía potencial, quedan dos caminos; uno graficando la función anterior y el otro igualando a cero la derivada parcial de la ecuación (21) con respecto a d. quedando la siguiente expresión:

$$\iiint_V (B^T E B) \cdot d = F + \int_0^L q(x) \cdot N(x) dx$$

$$K = \iiint_V (B^T E B)$$

$$F_S = F + \int_0^L q(x) \cdot N(x) dx \quad (\text{Ec. 34})$$

$$K \cdot d = F_S$$

en donde:

K = es la rigidez del elemento finito

d = es el vector de los desplazamientos nodales del elemento finito

F_s = es el vector de las fuerzas equivalentes nodales. Para considerar el sistema se hace el proceso del ensamblaje de la ecuación anterior, obteniéndose un sistema de ecuaciones lineales las cuales nos permiten calcular d y de allí se puede determinar el campo de desplazamiento, el campo de deformaciones y el campo de esfuerzos.- Como se indicó al principio, este método requiere el uso de ordenadores y/o programas por elementos finitos para conocer el estado de Esfuerzos y/o Deformación del medio. En nuestra facultad disponemos del Programa ABAQUS, el cual permite calibrar la Metodología propuesta en esta tesis, es decir el grado de aproximación en el cálculo de las fuerzas en los anclajes de un muro atirantado y/o pantalla por medio de la Metodología Interacción Suelo - Estructura.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

**METODOLOGIA APLICANDO LA
INTERACION SUELO - ESTRUCTURA**

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO 3

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE MUROS ANCLADOS UTILIZANDO LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

3.1 . - INTRODUCCION

. - El papel fundamental de la Interacción Suelo - Estructura, consiste en obtener un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de retención y a la masa de suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos.

. - En consecuencia, es posible determinar las deformaciones en los dos elementos como función de estos desplazamientos diferenciales sabiendo que todos los cuerpos experimentan campos de deformaciones, al cambiar los estados de esfuerzos actuantes

a) . - En los suelos

. - Aún para cambios muy pequeños en el estado tensional, el campo de deformaciones es mucho mayor que en los elementos estructurales

. - El campo de deformaciones es diferido en el tiempo

. - Como consecuencia de la acción de este campo de deformaciones, ocurre un cambio en la forma y en el volumen, definiéndose entonces la deformación volumétrica en la que solamente se produce un cambio de volumen, y la deformación desviadora, en donde se genera solo cambio de forma; es decir distorsión de la masa de suelo

b) . - En el elemento estructural

. - A pesar de la presencia de cambios muy grandes en el campo de esfuerzos, la variación que experimenta el campo de deformaciones es muy pequeño.

. - La acción de este campo de deformaciones, trae como consecuencia sobre el elemento estructural, un cambio en la forma y no en el volumen.

. - La relación estado tensional - campo de deformaciones en los suelos, no obedece estrictamente a una metodología que se pueda formular para producir resultados numéricos, en

Licencia Creative Commons:

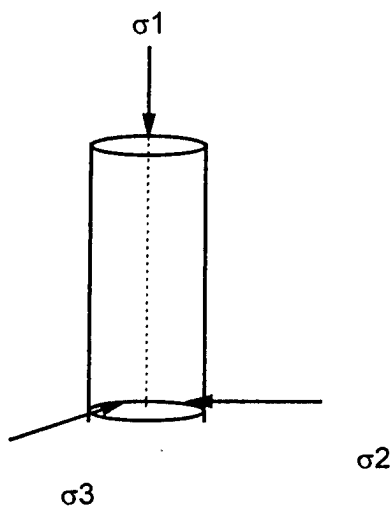
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

la actualidad no existe una confiable, sino en la observación de una prueba planteada en el laboratorio que más o menos concuerde con lo que realmente ocurre.

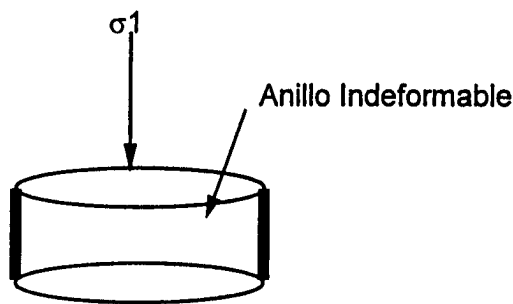
.- Para fines prácticos en los suelos se obviará los esfuerzos a tracción, considerando que todos los parámetros y características del suelo, así como la relación $\sigma - \epsilon$, se consiguen bajo cargas de compresión. Por tanto los estudios hechos sobre los suelos en el laboratorio, se basan en los ensayos bien conocidos como son el ensayo triaxial y el ensayo edométrico

.- En el ensayo triaxial, la muestra de suelo es sometida a esfuerzos de compresión, actuando según los ejes principales. Considerando el σ_1 , como el principal mayor, el σ_2 y el σ_3 , actuando en un plano horizontal y del mismo valor, los cuales se pueden variar a voluntad.

.- En el ensayo edométrico, a la muestra de suelo se le somete a una presión vertical, con confinamiento lateral, originándose así esfuerzos en el plano horizontal los cuales no se pueden variar, en consecuencia tendríamos deformaciones en un solo sentido, es decir el vertical, de allí también el nombre de Prueba de Consolidación Unidimensional.



Prueba Triaxial



Prueba Confinada Lateralmente

- Consolidación -

Figura # 18
Esquema de las pruebas
en el laboratorio

.- Por otro lado, se considera por ejemplo, una deformación progresiva por el aumento de la carga se producirá una reducción en el volumen con el tiempo, generando como consecuencia un proceso de consolidación.

.- Cuando la superficie horizontal es muy grande en comparación con el espesor, podemos despreciar la deformación en el sentido horizontal y solamente los corrimientos ocurrirán en el plano vertical. Es decir, en una sola dirección coincidente con el sentido de la carga aplicada, pudiéndose decir entonces que la deformación transversal es aproximadamente cero, lo que equivale a un problema de deformaciones planas, donde solamente se toma en cuenta la deformación en el plano de la carga.

.- De manera que a través de una prueba o ensayo edométrico en el laboratorio, se puede obtener los parámetros necesarios que representarán el comportamiento del suelo al someterlo a las cargas exteriores, con la seguridad de estar muy próximos a una respuesta real del suelo.

.- A través del ensayo edométrico, es posible construir las curvas de Consolidación y la de Compresibilidad, obteniéndose entre otros, los parámetros de índice de compresión, índice de expansión, esfuerzo de preconsolidación etc. A continuación se indicarán las curvas referidas.

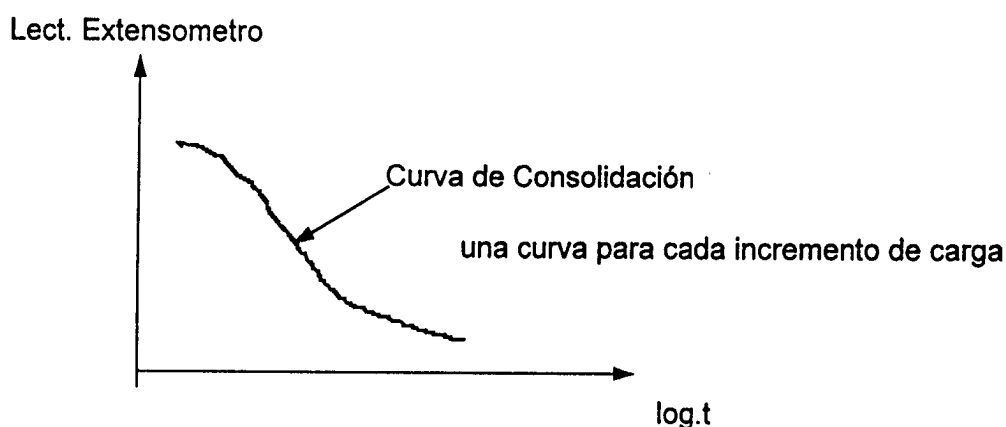


Figura # 19 a
Curva de consolidación

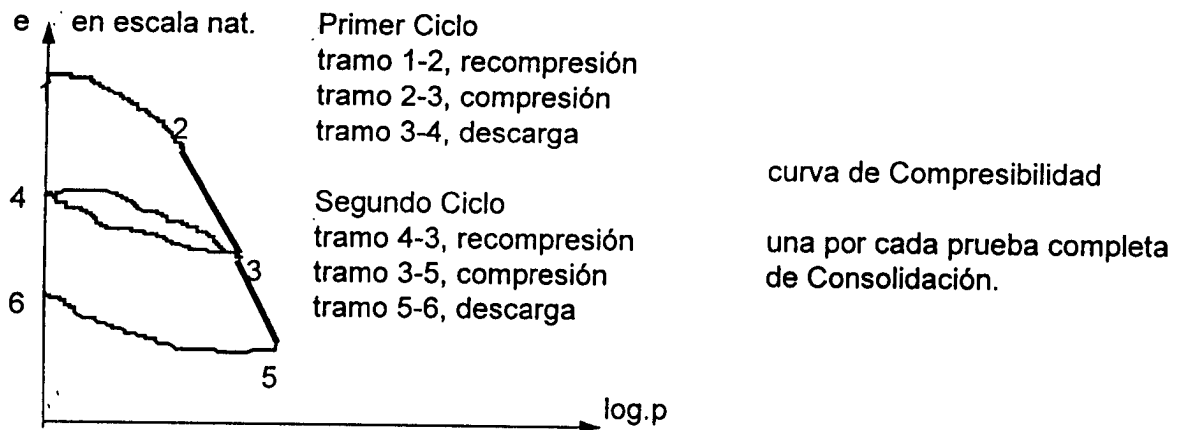


Figura # 19 b
Curva de compresibilidad

- Al ensayar las muestras de suelo en el Edómetro, se somete al suelo a ciclos de cargas y descargas comportándose como un material Elasto - Plástico - Viscoso, es decir presenta deformaciones diferidas en el tiempo.

- En estas condiciones la muestra se comprime por la acción de la carga externa aplicada, produciendo de esta manera una reducción en la relación de vacíos, tal como se muestra en las figuras que se anexan.

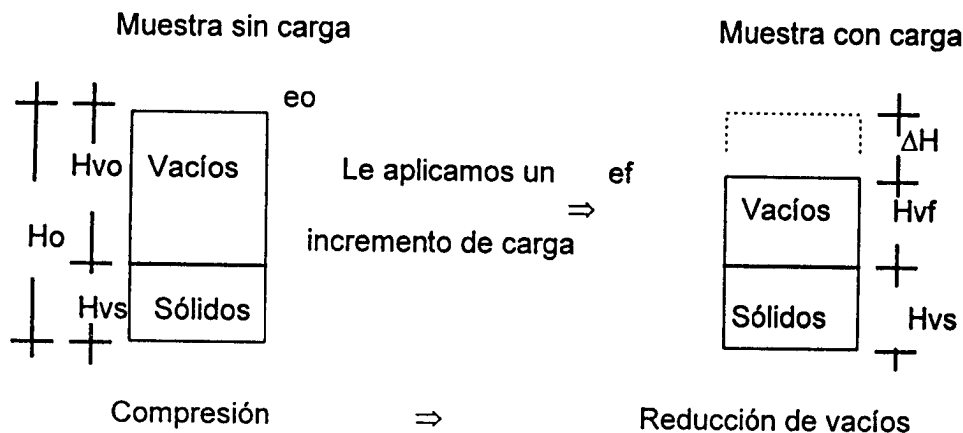


Figura # 20
Esquema del suelo

. - En el cálculo de los asentamientos, se ha podido comprobar que el suelo no sigue estrictamente la Ley de Hooke, es decir que la deformación unitaria (ε) y el esfuerzo normal aplicado (σ), no son proporcionales.

. - Tomando en cuenta las figuras anteriores, la muestra de suelo de altura H_0 , esta en equilibrio por la acción de una presión σ_0 , cuando dicha presión aumenta en un $\Delta\sigma$, la altura de la muestra disminuye en un ΔH , entonces se puede definir:

$$.- \varepsilon = \Delta H / H_0 \quad (\text{Ec } 35)$$

$$.- E_m = \Delta\sigma / \varepsilon, \text{ llamado Módulo Edométrico} \quad (\text{Ec } 36)$$

. - En la literatura anglosajona se utiliza en lugar de E_m , el Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica m_v , que se define como:

$$.- m_v = 1 / E_m \quad (\text{Ec } 37)$$

. - Por lo tanto el asentamiento se puede determinar como:

$$.- \Delta H = (\Delta\sigma \cdot H_0) / E_m = \Delta\sigma \cdot m_v \cdot H_0 \quad (\text{Ec } 38)$$

. - Esto es el asentamiento que sufre la masa de suelo al incrementarse la presión en $\Delta\sigma$.

. - La diferencia entre el modulo edométrico E_m y el modulo de elasticidad del esqueleto mineral E , estriba en que en el edómetro la muestra del suelo se encuentra lateralmente confinada, es decir no se presentan deformaciones laterales, trayendo como consecuencia un menor asentamiento, si se compara con el ensayo de compresión simple.

. - Con fines prácticos se puede establecer una relación entre ambos módulos, según Tsytoovich [19]

.- $E = E_m \beta$, en donde $\beta = [1 - (2 \cdot \nu^2 / (1 - \nu))]$.

- Tomando en cuenta los conceptos de elasticidad y mediante la ley de Hooke, es posible determinar las relaciones entre los esfuerzos normales y las deformaciones unitarias del esqueleto mineral, tal como se indica en notación indicial:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \mu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\mu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (\text{Ec. 40})$$

haciendo que $\sigma_3 = \gamma \cdot z$, el esfuerzo principal mayor y además considerando que las deformaciones laterales = 0, se puede escribir:

.- $\sigma_1 = \sigma_2 = (\nu / (1 - \nu)) \cdot \sigma_3 = K_o \cdot \sigma_3 = K_o \cdot \gamma \cdot z$, en la cual K_o = Coeficiente de presión del tierra en reposo. - ver tabla 1. - según Zeevaert [18]

TABLA 1. (Compresibilidad de los suelos)

Compresibilidad mv	Sedimento	ν	K_o
Muy alta > 0.1	Arcillas - Limos Lacustres	0.43 a 0.35	0.75 a 0.54
Alta 0.1 -- 0.02	Arcillas, Limos, materiales residuos, polvos volcánicos.	0.35 a 0.30	0.54 a 0.43
Media 0.02 -- 0.005	Arcillas, Limos compactos, depósitos eloicos finos. Aluvión muy fino	0.30 a 0.25	0.43 a 0.33
Baja 0.005 -- 0.002	Arenas, limos	0.25	0.33

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

	compactos. Depósitos de aluvión. Sedimentos compactos bien gradados		
Muy baja < 0.002	Arenas, gravas, depósitos aluvionales compactos. Sedimentos bien Compactos	0.25	0.33

.- Si se expresa el cambio de volumen por unidad de volumen, en función de las deformaciones unitarias y esfuerzos normales principales, se tiene:

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{1 - 2\mu}{E} \cdot (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (\text{Ec 41})$$

.- Al calcular los asentamientos bajo la acción de una sobrecarga, es necesario determinar previamente el valor de la presión en cada punto del estrato sobre el plano horizontal, antes y después de la sobrecarga, es decir σ_3 y $(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)$

.- El asentamiento que se genera en la masa de suelo dependerá solamente de la deformación vertical unitaria ε_3 , lo que se conoce con el nombre de Deformación Unidimensional

$$\varepsilon_3 = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{V_f - V_i}{V_i} = \frac{(V_s + V_v)_f - (V_s + V_v)_i}{(V_s + V_v)_i}$$

.- La relación de vacíos se determina como el cociente entre el volumen de vacíos y de sólidos, es decir :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

logicamente para toda la masa de suelo los volúmenes de los sólidos permanecen iguales tanto en el estado inicial, como en el final obteniéndose :

$$\therefore \varepsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{-(e_o - e_f)}{1 + e_o} = -\frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (\text{Ec 42})$$

.- Se puede demostrar igualmente según Zeevaert [20] que:

$$\therefore \varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu} \right]$$

.- Igualando las dos expresiones anteriores , se determina la relación entre coeficiente de compresibilidad y el coeficiente de compresibilidad Volumétrica como:

$$\therefore m_v = \frac{a_v}{1 + e_o} \quad (\text{Ec 43})$$

.- Si se gráfica en el eje de las abscisas los esfuerzos y en las ordenadas la relación de vacíos, se obtiene una curva como la indicada

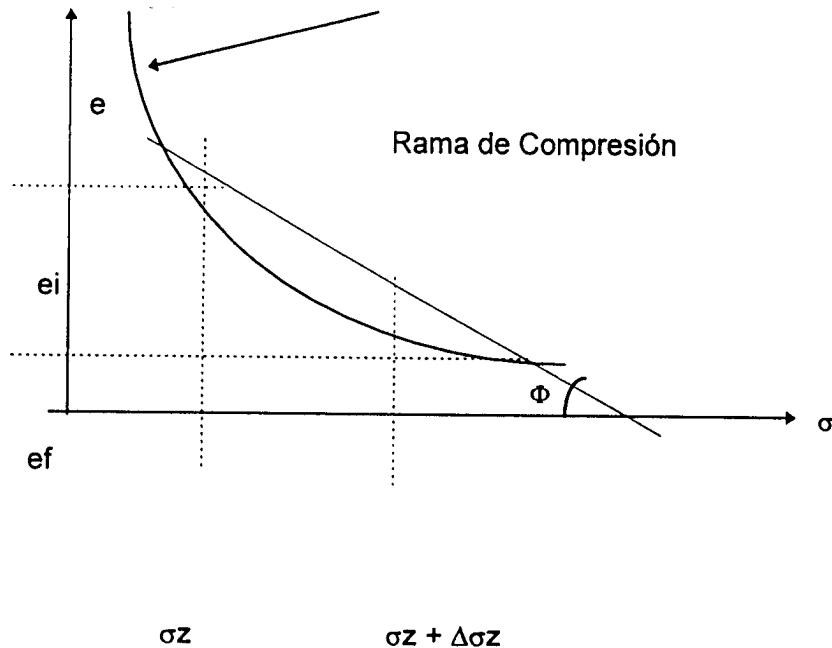


Figura # 20
Rama de compresión

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

- Calculando la pendiente de la secante a la rama de la compresión, tenemos:

$$\tan \Phi = \frac{e_i - e_f}{[(\sigma_z + \Delta \sigma_z) - \sigma_z]} = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_z} = a_v \quad (\text{Ec 43})$$

- Terzaghi [5] a través de resultados experimentales realizados en arcillas normalmente consolidadas y trabajando sobre una curva e VS. $\log \Delta \sigma$ determinó la siguiente relación entre la relación de vacíos y la carga aplicada

$$e = e_i - C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma_z} \right), \text{ donde } C_c, \text{ es el llamado Índice de Compresión.}$$

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\log_{10} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma_z} \right)} \quad (\text{Ec 44})$$

.- Siguiendo el mismo procedimiento al descrito previamente, pero utilizando la rama de expansión de la curva e VS log σ , se puede obtener la siguiente expresión matemática:

$$C_e = - \frac{\Delta e}{\log_{10} \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)} \quad (\text{Ec 45})$$

llamado C_e Índice de Expansión

3.2 .- FORMULACION DE LA METODOLOGIA

.- En esta metodología, se ha considerado a la masa de suelo, al elemento de retención y al grupo de anclajes, actuando como un sólo sólido en el rango elástico y en donde el estado de deformaciones es muy pequeño.

.- Se incorpora el suelo como elemento integrante, a través de sus parámetros obtenidos en el laboratorio por medio del ensayo edométrico. Por otro lado interviene el elemento pantalla como estructura de retención a través de su rigidez y sostenida por medio de los anclajes.

.- Indudablemente, como ocurre en toda metodología que se desarrolla con fines prácticos, requiere de algunas consideraciones o hipótesis, para reducir el número de variables y por ende solucionar el problema.

.- Hipótesis de la Metodología

.- Con respecto al elemento integrante suelo:

.- Se considera cualquier superficie potencial de falla

.- Los parámetros necesarios que toman en cuenta el comportamiento de la masa de suelo, son obtenidos a través del ensayo edométrico en el laboratorio.

.- El medio continuo de la masa de suelo es considerado en el rango elástico, bajo cualquier sistema de cargas actuantes, de allí que la relación entre los esfuerzos verticales

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

y los esfuerzos horizontales no obedece a los estados límites plásticos de Rankine, por tanto esta relación será un valor intermedio $K_a < K_e < K_p$, que llamaremos coeficiente elástico del empuje - K_e -.

- Se considera la existencia de fricción en la zona de contacto entre la masa de suelo y el trasdós del elemento de retención.

- La deformación vertical del suelo se desprecia y, solamente se toma en cuenta la deformación horizontal la cual es perpendicular al elemento de retención.

- Se considera el problema en la condición de deformaciones planas

- La masa de suelo es homogénea e isótropa

- En cada plano horizontal, determinado por la cota i , la relación entre los esfuerzos verticales y los esfuerzos horizontales se considera constante.

- Toda masa de suelo, fuera de la superficie potencial de falla, se considera en el estado de reposo para cualquier sistema de cargas.

- Con respecto al elemento estructural de retención

- Se considera totalmente en el rango elástico, es decir que su deformación para cualquier sistema de cargas es muy pequeña

- El elemento de retención esta constituido por un material homogéneo e isótropo

- La ley de comportamiento obedece a la ecuación

$$[F] = [K].[D]$$

en donde:

- $[F]$ = representa el vector de fuerzas

- $[K]$ = la matriz de rigidez del sistema

- $[D]$ = el vector de desplazamientos

- Con respecto al elemento integrante. Anclajes

- Se consideran como apoyos estructurales, los cuales pueden sufrir o no desplazamientos, rotaciones etc.

- Su dirección es perpendicular a la superficie exterior de la pantalla

.- Si por un momento se supone que el elemento de retención posee rigidez infinita, la masa de suelo no presentaría ningún desplazamiento, es decir estado de reposo, por tanto en un punto cualquiera de la masa de suelo la relación entre los esfuerzos verticales y los esfuerzos horizontales, se determinaría como $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$, donde $\sigma_v = \gamma \cdot z_i$ y K_0 coeficiente de empuje en reposo.

.- Por otro lado, si el razonamiento fuese que el elemento de retención, tuviese rigidez nula, la masa de suelo bajo la acción de las cargas externas llegaría a moverse totalmente presentando de esta manera un estado límite plástico de Rankine - Estado Activo - y la relación entre los esfuerzos estaría representada por $K_a = \sigma_h / \sigma_v$

.- Ahora bien, si se parte de un tiempo inicial $t_0 = 0$, donde se indica que el sistema de cargas externas es nulo y, paulatinamente vamos aumentando las mismas, se establecerá un rango de esfuerzos donde el elemento de retención no presentará ninguna deformación y la masa de suelo irá reduciendo su relación de vacíos - comprimiendo -, decimos entonces que estamos en el estado de reposo. Pero como las cargas siguen aumentando, llegará un momento en el cual el Elemento de Retención comienza a deformarse y en la masa de suelo aumenta la relación de vacíos, lo que nos indica que estamos en un proceso de Expansión. Se puede formular la metodología partiendo de las figuras siguientes.

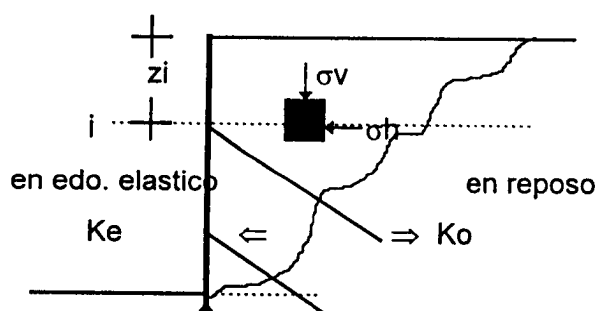
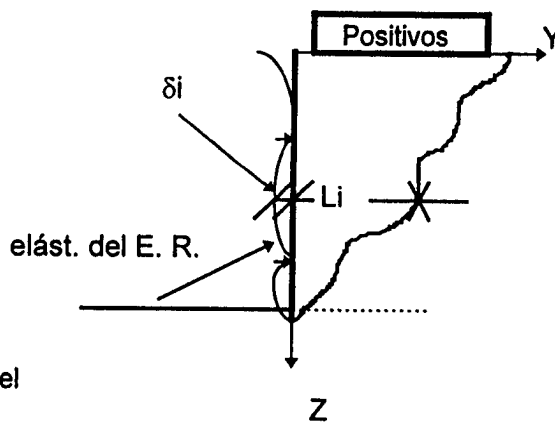


Figura # 22
Estado elástico del
suelo



.- Por medio de la teoría de Consolidación se demuestra que:

$$.- \Delta H = (H_0 \cdot \Delta e) / (1 + e_0)$$

.- Considerando que en la zona de contacto elemento de retención y la masa del suelo, se cumple la compatibilidad en deformaciones, podemos hacer las equivalencias indicadas.

$$.- \Delta H = -\delta i,$$

$$.- H_o = L_i$$

$$.- \text{entonces nos queda } \delta i = -L_i \cdot \Delta e / (1 + e_o) \quad (\text{Ec 46})$$

.- En función de esta expansión (ensayo edometrico) hemos formulado la relación que se indica. Ec 45

$$.- C_e = -\Delta e / [\log (\sigma_2 / \sigma_1)]$$

.- a través de las expresiones 45 y 46 igualando la relación de vacíos se obtiene :

$$.- C_e \cdot \log (\sigma_2 / \sigma_1) = \delta i \cdot (1 + e_o) / L_i$$

.- Llamando a σ_1 el estado de esfuerzos iniciales en la rama de expansión y, a σ_2 el estado de esfuerzos finales en la rama de expansión podemos determinar que:

$$.- \sigma_2 = K_e \cdot \sigma_v$$

$$.- \sigma_1 = K_o \cdot \sigma_v$$

$$.- C_e \cdot \log (K_e / K_o) = \delta i \cdot (1 + e_o) / L_i$$

$$.- \log (K_e / K_o) = \delta i \cdot (1 + e_o) / (L_i \cdot C_e)$$

.- Obteniéndose por lo tanto la ecuación que gobierna las deformaciones elásticas en el sólido formado por el conjunto Elemento de Retención - Anclajes - Suelo, la cual permite calcular las presiones horizontales que genera la masa de suelo sobre el elemento de retención y las fuerzas en los anclajes.

.- Por lo tanto para cualquier cota i, considerando el sistema de coordenadas indicado y tomando logaritmos a ambos lados de la igualdad, es posible definir el COEFICIENTE DE EMPUJE ELÁSTICO, (K_{ei}) como:

$$.- K_{ei} = \{ 10^{[\delta_i \cdot (1 + e_o) / (L_i \cdot C_e)]} \cdot K_o \quad (Ec 47)$$

$$.- \sigma_{hi} = K_{ei} \cdot \sigma_{vi}$$

.- en donde:

- .- K_{ei} = Coeficiente Elástico del empuje en la cota i
- .- δ_i = Deformación elástica del elemento de retención en la cota i
- .- e_o = Relación de vacíos inicial de la masa del suelo - lab. -
- .- L_i = Longitud de influencia de la expansión en la cota i
- .- C_e = Índice de Expansión del suelo - lab. -
- .- K_o = Coeficiente del empuje en el estado de reposo - lab. -
- .- σ_{vi} = Presión vertical en la masa de suelo a la cota i
- .- σ_{hi} = Presión horizontal en la masa de suelo a la cota i

3.3 .- APLICACION DE LA METODOLOGIA

.- En la interacción suelo - estructura, se debe cumplir las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones en la zona de contacto mediante un proceso iterativo, hasta conseguir la convergencia total ó el rango de aproximación deseado. En nuestro caso plantearemos algo similar a saber;

.- Paso 1.

.- Considerando en el sistema el estado de reposo, donde K_o permanece constante y la presión horizontal sobre el elemento de retención se calcula mediante la conocida relación $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$. En esta primera aproximación el diagrama de presiones horizontales es triangular

.- Paso 2.

.- Con este diagrama de presiones se carga el elemento de retención, modelado como una viga continua apoyada en los puntos de ubicación de los anclajes. Para la

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

resolución estructural de este problema se puede emplear cualquier método de cálculo. En nuestro caso tomamos el método de la Rigidez Directa, a objeto de calcular la elástica, las reacciones en los apoyos, los momentos flectores, así como las fuerzas cortantes etc. del elemento de retención.

.- Paso 3.

.- Con la elástica calculada en el paso No. 2, más los parámetros del suelo obtenidos en el laboratorio, se utiliza la ecuación que rige la metodología propuesta y se obtiene K_{ei} y con este coeficiente del empuje elástico se determina un nuevo diagrama de las presiones horizontales sobre el elemento de retención.

.- Paso 4.

.- A través de esta nueva presión se repiten los pasos desde el 1 al 3 ITERATIVAMENTE hasta lograr la convergencia o la aproximación deseada, es decir que la $\sigma_i \sim \sigma_{(i-1)}$

.- Paso 5.

.- Cuando el proceso converge, entonces se obtiene el Diagrama definitivo de las presiones horizontales, la elástica, las reacciones en los apoyos y la componente horizontal de la fuerza de los anclajes, los momentos y los cortes definitivos etc, que actúan sobre el elemento de retención.

.- Paso 6.

.- Diseño de los anclajes y del elemento de retención

ESQUEMA DEL PROCESO

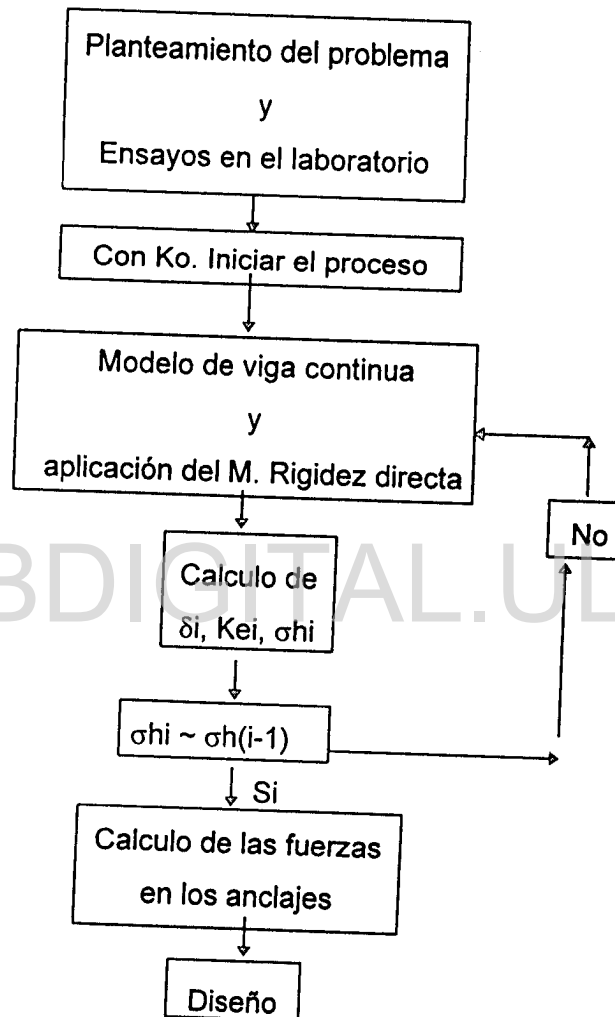


Figura # 22
Esquema

EJEMPLOS Y COMPARACIONES

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO No 4

4.- EJEMPLOS Y COMPARACIONES

4.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

.- Se considera un talud vertical, cuyo factor de seguridad esta por debajo del rango establecido, para garantizar la estabilidad del mismo; se procede a elevar el mencionado factor o coeficiente disponiendo de pantallas o muros anclados.

.- Los datos del problema son los siguientes :

- | | |
|--|---|
| .- ϕ ángulo de fricción interna | = 32.5 grados |
| .- γ peso unitario del suelo | = 1.9 ton/m ³ |
| .- q sobrecarga | = 1.00 ton/m ² |
| .- e espesor de la pantalla | = 0.25 m |
| .- K_0 constante de reposo | = 0.46 |
| .- e_0 relación de vacíos inicial | = 0.60 |
| .- C_e coeficiente de expansión | = 10E-2 |
| .- H altura del muro | = 12.50 m |
| .- C cohesión del material | = 3.8 ton/m ² |
| .- Δ inclinación de los anclajes | = - 25 grados. (por
debajo de la horizontal |
| .- No se considera sismo ni nivel freático en la masa de suelo | |

.- En el presente capítulo, se procederá a estabilizar el talud vertical en el problema planteado, aplicando diferentes metodologías conocidas como lo son :

- .- Rotura planar
- .- Metodología de Kranz
- .- Envolvente de Schnabel
- .- Calculo variacional
- .- Procedimiento de Nicholson

- Metodología gráfica
- Elementos finitos

.- Mediante los resultados obtenidos previamente, se efectuará una simple comparación entre estas metodologías conocidas las cuales son y la desarrollada en esta investigación, es decir LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA APLICADA AL ANALISIS DE MUROS ATIRANTADOS O ANCLADOS.

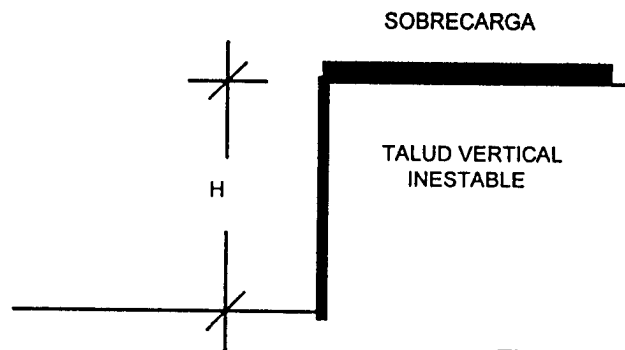


Figura # 23
Talud vertical

4.2.- ROTURA PLANAR.

.- Utilizando los datos del problema previamente y conjuntamente con las ecuaciones de la sección 2.1.1 se ha obtenido como resultado los siguientes valores :

- $\alpha = 60.63$ grados
- $FS = 1.05$
- $\Psi = 160.94$ ton/m
- $k = 1$

.- Por medio de la ecuación No 5, se determina el valor correspondiente a

R

$$.- R = 90.57 \text{ ton/m}$$

- Tomando en cuenta la ecuación No 4, se determina la fuerza necesaria global para la estabilidad del talud, en otras palabras se eleva el factor de seguridad de 1.05 a 1.6, cuyo valor es :

$$.- F_a = 57.34 \text{ ton/ml}$$

- Conocido el valor de la fuerza global F_a se procede a repartirla entre los anclajes que forman una franja un metro de ancho, obteniendo el valor de 19.11 ton/ml.

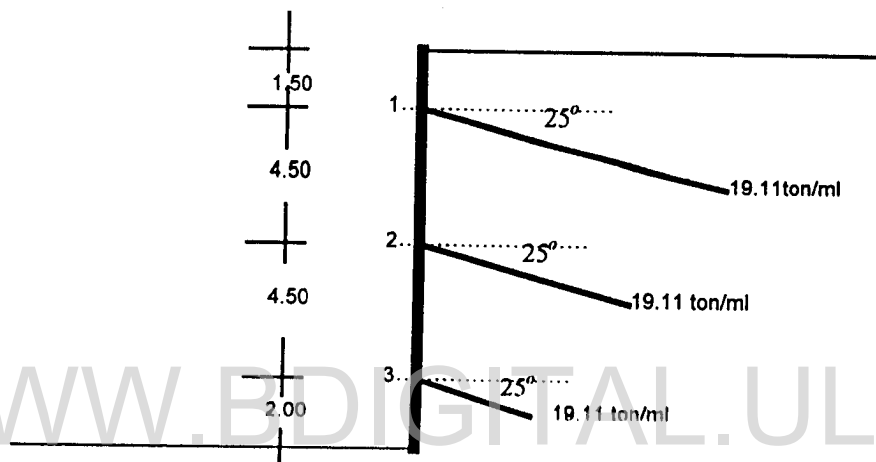


Figura # 24
Esquema del problema y resultados

4.3 .- METODOLOGIA DE KRANZ

3.3.1.- DATOS DEL PROBLEMA

- .- ϕ ángulo de fricción interna = 32.5 grados
- .- γ peso unitario del suelo = 1.9 ton/m³
- .- q sobrecarga = 1.00 ton/m²
- .- δ ángulo del rozamiento del terreno
con el trasdós del muro ($2/3 \times \phi$) = 21.70 grados
- .- K_a coeficiente activo de presión de tierra = $1/4$
- .- K_p coeficiente pasivo de presión de tierra = 7.10

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

.- H altura del muro

$$= 12.50 \text{ m.}$$

.- El empuje total generado por la masa de suelo, se puede calcular a través de la formula [8.21], aplicando los conceptos del empuje activo, es decir :

$$E_{ah} = \left[\frac{qK_a + (qK_a + \gamma HK_a)}{2} \right] \cdot H = \left[\frac{q}{H} + \frac{\gamma}{2} \right] \cdot K_a H^2$$

$$E_{ah} = \left[\frac{1}{12.5} + \frac{1.9}{2} \right] \cdot \frac{1}{4} \cdot 12.5^2 = 40.23 \text{ ton / ml}$$

.- La presión horizontal promedio

$$(\sigma_h)_{prom} = \frac{E_{ah}}{H} = \frac{40.23}{12.50} = 3.22 \text{ ton / ml}$$

o de otra manera

$$(\sigma_h)_{prom} = \frac{K_a}{(Z_2 - Z_1)} \int_{Z_1}^{Z_2} (q + \gamma Z) dZ \rightarrow (\sigma_h)_{prom} = K_a \left[q + \frac{\gamma H}{2} \right]$$

para $Z_1 = 0$ y $Z_2 = 12.50 \text{ m}$

$$(\sigma_h)_{prom} = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{1.9 \times 12.50}{2} \right] = 3.22 \text{ ton / ml}$$

.- El diagrama del Empuje contemplado en la metodología de Kranz, se indica a continuación :

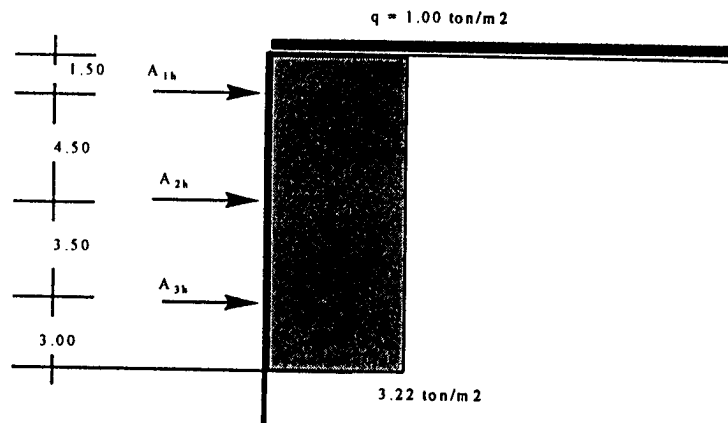


Figura # 24

Diagrama del empuje

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- Si se considera una franja unitaria de 1 m y además la pantalla como una viga continua apoyada en los anclajes, se obtiene las siguientes fuerzas sobre los anclajes :

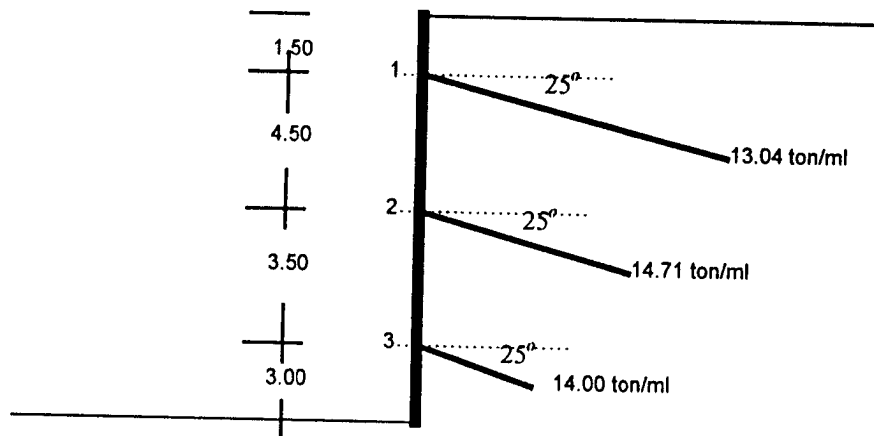


Figura # 26
Distribución de las fuerzas

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

- 4.4 METODOLOGIA DE SCHNABEL

- Tomando en cuenta la envolvente aparente de presiones de Schnabel se obtiene :

$$\frac{\sigma}{\gamma} = 0.2H$$

$$\sigma = 0.2H\gamma = 0.20 \times 12.50 \times 1.90 = 4.75 \text{ ton / m}^2$$

$$E = \left[\left(\frac{0.6H + H}{2} \right) \times 0.20H \right] \gamma = 0.16H^2\gamma$$

$$E = 0.16 \times 12.50^2 \times 1.90 = 47.50 \text{ ton / ml}$$

la fuerza actuante sobre cada anclaje es :

$$F_a = \frac{47.50}{3} = 15.83 \text{ ton / ml}$$

.- Graficando los resultados anteriores

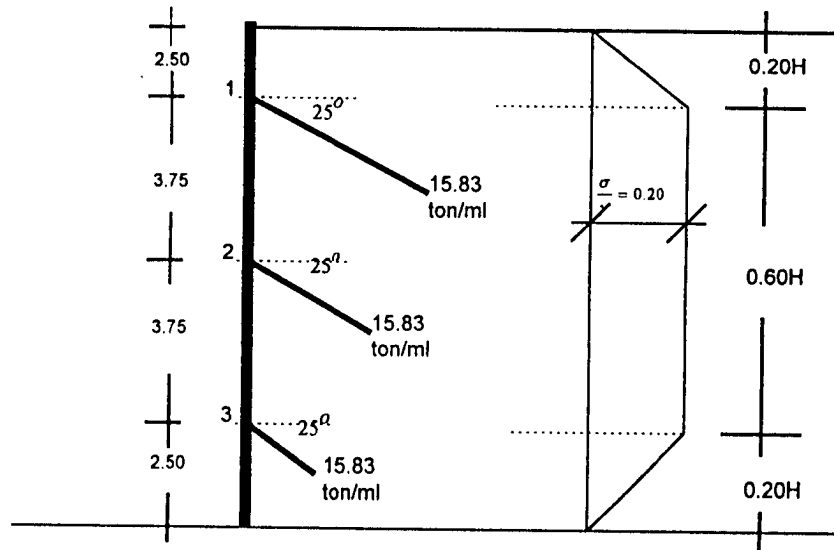


Figura # 26
Fuerza en los anclajes

4.5.- CALCULO VARIACIONAL

.- De acuerdo con la figura 8.26 de Ucar [9] se puede determinar :

$$\text{Area del Circulo } A_C = 0.18H^2$$

$$\text{Empuje } E = 0.18H^2\gamma \rightarrow E = 0.18 \times 12.50^2 \times 1.90 = 53.44 \text{ ton/ml}$$

$$\text{.- La fuerza que actua en cada anclaje es : } F_a = \frac{53.44}{3} = 17.81 \text{ ton/ml}$$

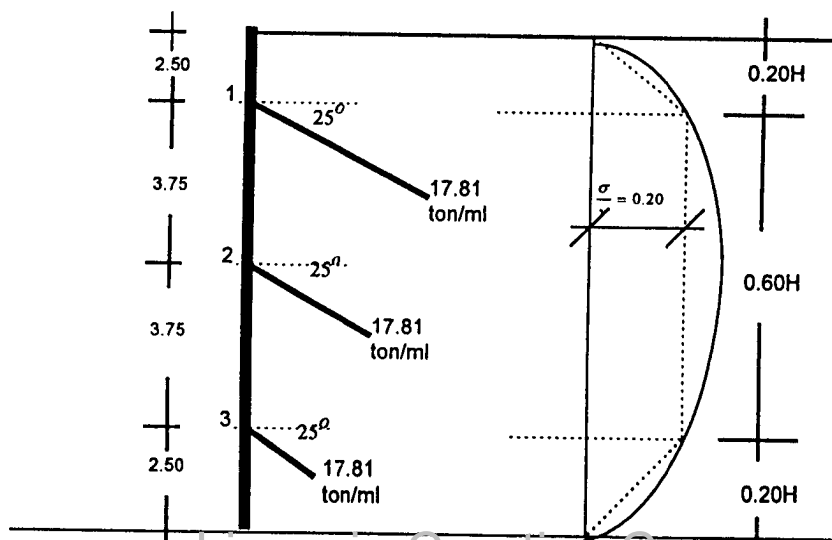


Figura # 27
Fuerzas en los anclajes

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

4.6.- PROCEDIMIENTO DE NICHOLSON

.- Al tomar en cuenta la distribución de presiones triangular de esta metodología, se obtienen las fuerzas que actúan en cada hilera de anclajes.

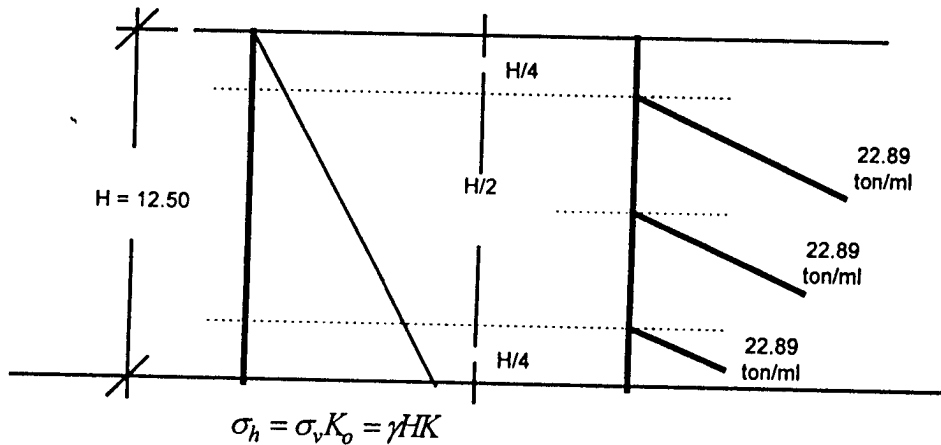


Figura # 28
Fuerzas en los anclajes

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o$$

$$E = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 12.50^2 (1 - \text{Sen} \phi) = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 12.50^2 \times (1 - \text{Sen}(32.5)) = 68.68 \text{ ton / ml}$$

.- La fuerza en cada anclaje y por m. de muro es :

$$F_a = \frac{68.68}{3} = 22.89 \text{ ton / m}$$

4.7.- APLICANDO LOS ELEMENTOS FINITOS

.- Al considerar los elementos finitos, se determinaron las fuerzas en los anclajes siguiendo el procedimiento indicado a continuación :

.- Discretización tanto de la masa de suelo, como de la pantalla

.- Se considera un problema en deformaciones planas
 .- Se utilizó para el desarrollo del problema, los elementos finitos que trae el ABAQUS [21] en sus archivos de elementos finitos como son :

.- Masa de suelo	CEP8
.- Pantalla	CEP4
.- Los anclajes	B21

.- Utilizando este programa para resolver un problema elástico únicamente, se determinaron las fuerzas en los anclajes.

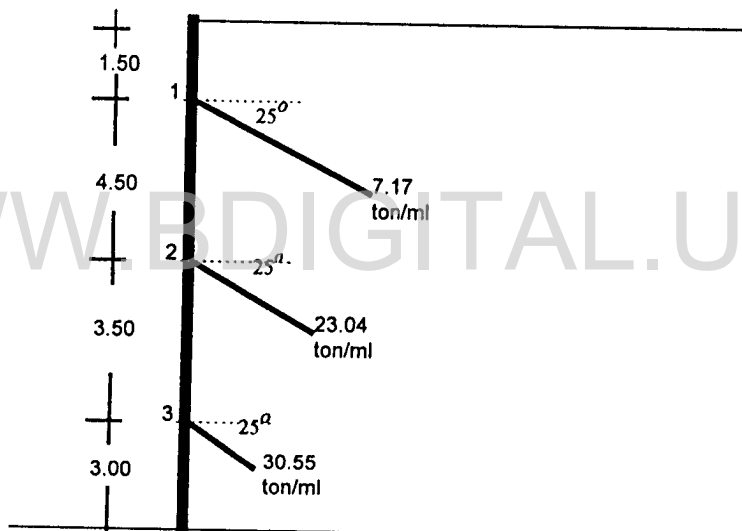


Figura # 30
 Distribución de la fuerza total en
 cada hilera de anclaje

4.8.- METODOLOGIA PROPUESTA EN ESTA TESIS

.- En función de los datos previamente presentados y tomando en cuenta el proceso iterativo de calculo en la mencionada metodología, es decir LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA APLICADA AL ANALISIS DE LOS MUROS ATIRANTADOS O ANCLADOS se obtiene :

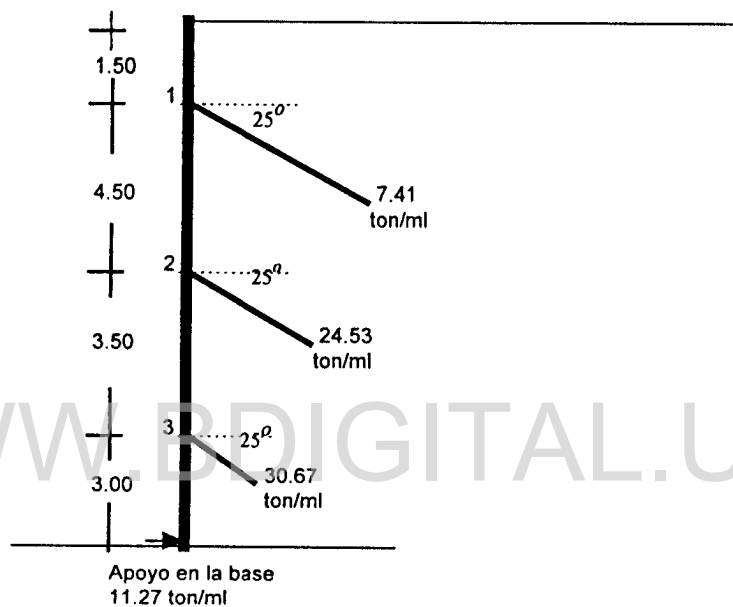
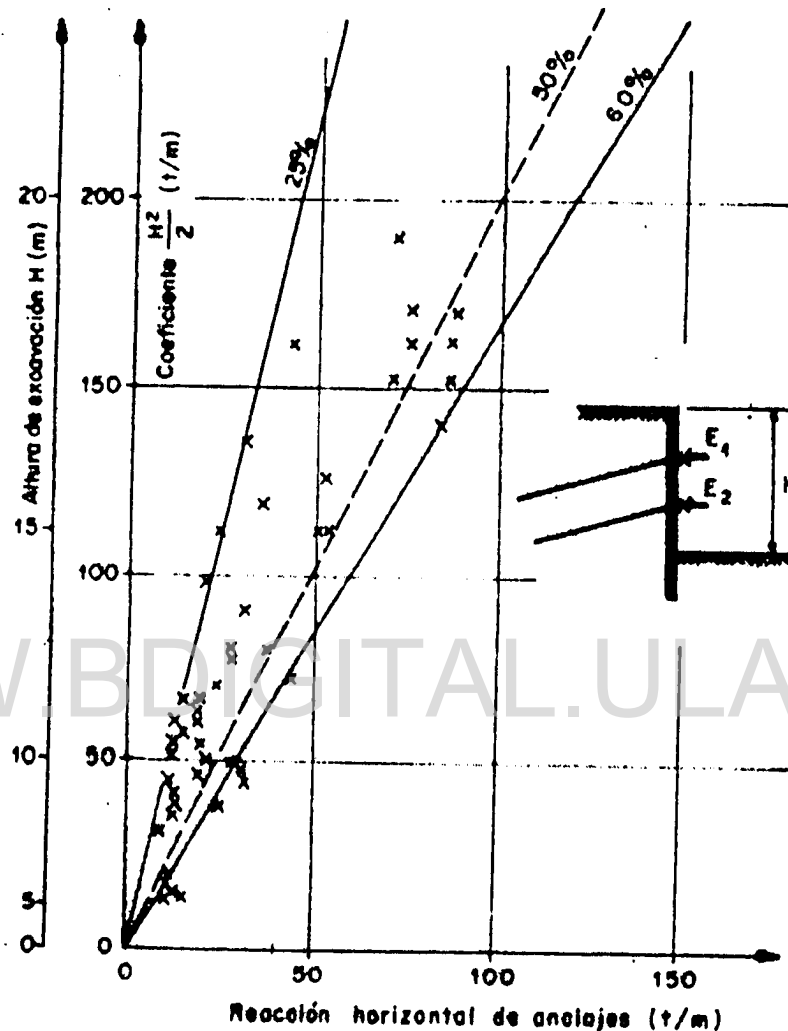


Figura # 31
Distribución de la fuerza total en
cada hilera de anclaje



**Fig. 8.1- Paredes ancladas. Sostenimiento de excavaciones
dos planos horizontales. Según Muzas et al [4].**

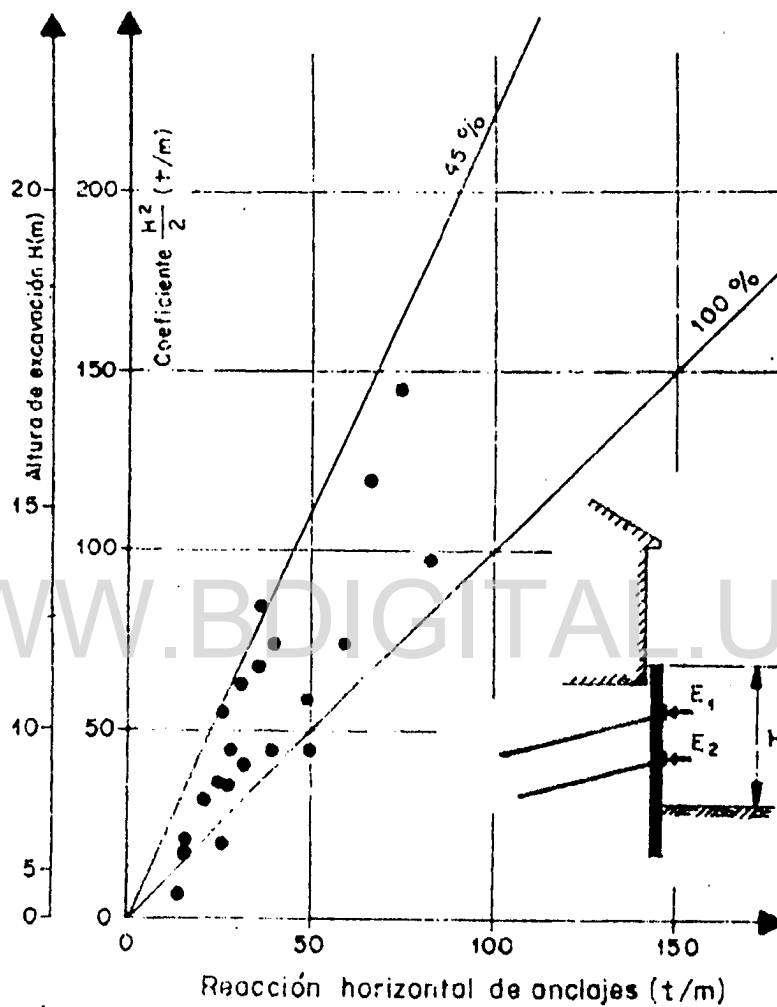


Fig. 8.2- Paredes ancladas. Sostenimiento de excavaciones con medianerías adyacentes. Según Muzas et al [4].

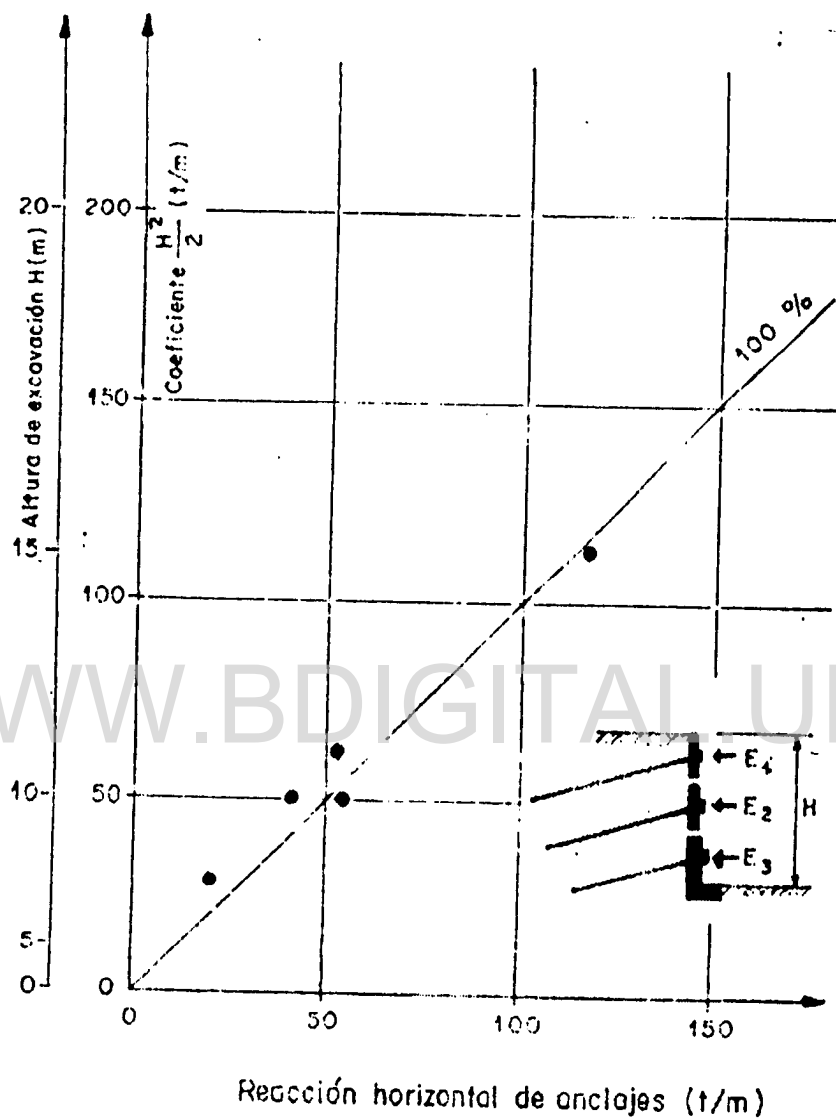


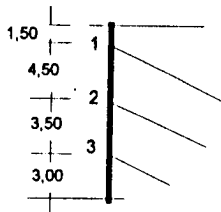
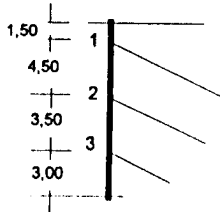
Fig. 8.3 - Muros anclados por el sistema descendente, según Muzas et al. [4]

TABLA No. 2
CUADRO COMPARATIVO

METODOLOGIA	DISTRIBUCION DE LOS ANCLAJES	Fa. EN ANCLAJES	OBSERVACIONES
ROTURA PLANAR		$Fa_1 = 19,11 \text{ ton/ml}$ $Fa_2 = 19,11 \text{ ton/ml}$ $Fa_3 = 19,11 \text{ ton/ml}$	Se obtiene una fuerza de anclaje promedio en cada hilera
DE KRANZ		$Fa_1 = 13,04 \text{ ton/ml}$ $Fa_2 = 14,71 \text{ ton/ml}$ $Fa_3 = 14,00 \text{ ton/ml}$	La fuerza de anclaje en cada hilera varía con la profundidad
DE SCHNABEL		$Fa_1 = 15,83 \text{ ton/ml}$ $Fa_2 = 15,83 \text{ ton/ml}$ $Fa_3 = 15,83 \text{ ton/ml}$	Se obtiene una fuerza de anclaje promedio en cada hilera
CALCULO VARIACIONAL		$Fa_1 = 17,81 \text{ ton/ml}$ $Fa_2 = 17,81 \text{ ton/ml}$ $Fa_3 = 17,81 \text{ ton/ml}$	Se obtiene una fuerza de anclaje promedio en cada hilera
DE NICHOLSON		$Fa_1 = 22,89 \text{ ton/ml}$ $Fa_2 = 22,89 \text{ ton/ml}$ $Fa_3 = 22,89 \text{ ton/ml}$	Se obtiene una fuerza de anclaje promedio en cada hilera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ELEMENTOS FINITOS		$F_{a1} = 7,17 \text{ ton/ml}$ $F_{a2} = 23,04 \text{ ton/ml}$ $F_{a3} = 30,55 \text{ ton/ml}$	La fuerza de anclaje en cada hilera, varía en función de la profundidad
METODOLOGIA PROPUESTA		$F_{a1} = 7,41 \text{ ton/ml}$ $F_{a2} = 24,53 \text{ ton/ml}$ $F_{a3} = 30,67 \text{ ton/ml}$ $\text{apoyo} = 11,27 \text{ ton/ml}$	La fuerza de anclaje en cada hilera, varía en función de la profundidad

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CONCLUSIONES

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO No. 5

CONCLUSIONES :

.- A través de la presente investigación, se han analizado y comparado los diferentes métodos existentes, utilizados en la práctica común del diseño de muros o pantallas atirantadas, conjuntamente con el nuevo procedimiento que se ha desarrollado para calcular la fuerza del tirante anclado tomando en cuenta el coeficiente de expansión " C_e " de la masa de suelo.

.- De los resultados obtenidos mediante la aplicación práctica de los diversos procedimientos investigados, se puede concluir los siguientes aspectos de interés :

1.- Los valores obtenidos utilizando los métodos descritos en esta investigación se encuentran dentro del entorno que recomienda Muzas et al [22] a través de mediciones de campo y que están representadas en función de los gráficos 8.1, 8.2 y 8.3 de Ucar [9].

2.- Se aprecia que en la metodología de Kranz la fuerza del tirante está alrededor de un 65% a un 80% con relación a los procedimientos descritos.

3.- Al aplicar la técnica de cálculo variacional desarrollada por Ucar [9], se determinó la superficie que encierra la mayor área de la envolvente aparente de esfuerzos, mejorando por lo tanto la metodología desarrollada por Terzaghi y Peck [5] y Schnabel [17].

4.- Aplicando la técnica de los elementos finitos se han obtenidos resultados muy cercanos con el procedimiento de cálculo de la nueva metodología propuesta y en donde se toma en cuenta la interacción suelo - estructura.

5.- La ventaja de este nuevo procedimiento que se ha investigado, es que toma en cuenta las deformaciones que sufre el suelo en función de su coeficiente de expansión " C_e ", además de tomar en cuenta la interacción suelo - estructura, que los métodos clásicos de la mecánica de suelos no lo considerarán. Adicionalmente la característica fundamental del nuevo método propuesto es que la fuerza del tirante anclado se determina en función de la profundidad, lo que genera una adecuada repartición de las fuerzas del tirante, a la vez considera el efecto de la rigidez de la estructura de retención.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

BIBLIOGRAFIA

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

REFERENCIAS

- [1] COULOMB, C. A. (1776), Essai sur une application des règles des maximis et minimis á quelques problèmes de statique relatifs á l'architecture. Mém. Acad. Roy. Prés. Divers savants. Vol 7 Paris
- [2] RANKINE, W.J.M. (1857), On the stability of loose earth. Phil. Trans. R. Soc Lond. 147,9
- [3] CULMANN, C (1866), Die Graphische statik, Zurich
- [4] PARRY, R (1995), Mohr Circles, Paths and Geotechnics. E & Spon 230 pag.
- [5] TERZAGHI Y PECK, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Editorial El Ateneo S.A. 722 pag.
- [6] HANSEN J.B, Earth presusure calculation. The Danish Technical Press. The Institution of Danish Civil Engineers. Copenhagen 1953. 271 p.
- [7] KRANZ, E, Über Chie Verankerung von Spundwänden, 2Ed. Nitteihungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforshung No. 11. Berlin wilh Ernst and Sohn 1953
- [8] SCHNEEBELI G, Muros Pantallas. Técnicas de realización. Métodos de Cálculo. Editores Técnicos Asociados, S.A. Segunda Edición

- [9] UCAR N. R, Manual de anclajes en obras de tierra. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Vialidad Terrestre. Dirección de Estudios y Proyectos. Octubre, 1995. 602 pag.
- [10] CHEN W.F. - MIZUNO E. Nonlinear Analysis in Soil Mechanics. Theory and Implementation. Elsevier Science Publishers V. 1990. 660 pag.
- [11] HOEK, E Y BROWN T. Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy. England. 537 pag.
- [12] RANKAE Y OSTERMAYER, Estabilidad de Pantallas Ancladas. Boletín No. 75, Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo. Madrid 1969. 3-27pp.
- [13] W.F. CHEN AND G.Y.BALADI, Soil Plasticity, Theory and Implementation. Elsevier Science Publishers V. 1985. 231 pag.
- [14] HETENYI. M, Beams on Elastic Foundation, The University of Michigan Press. 255 pag.
- [15] COSTEST, J. Y SANGLERAT, G. Curso Práctico de Mecánica de Suelos. Ediciones Omega, S. A. 653 pag.
- [16] TERZAGHI, K Y PECK, R. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Editorial El Ateneo S.A. 722 pag.
- [17] SCHNABEL, H. Tiebacks in Foundation Engineering and Construction. Mc Graw Hill Book Company. 170 pag.
- [18] GOLDBERG, T. y Otros, Lateral Support Systems and Underpinning. Department of Transportation. FHWA. Report FHWA-RD-74-128. 129 pag.

[19] TSYTOVICH, N (1976), Soil Mechanics. Mir Publishers Moscow, 293 pag.

[20] ZEEVAERT, L (1979), Foundation Engineerring for Difficult Subsoil Condition. Robert E. Krieger Publishing Company. 652 pag.

[21] ABAQUS, Manual Abaqus Standard. Hibbitt Karlsson & Sorensen Inc. 1994

[22] MUZAS, F. y Otros, Cimentaciones Urbanas. Calidad y Moderna Tecnología. Editores Tecnicos Asociados S. A. 387 pag.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ANEXO: LISTADO DEL PROGRAMA

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
POSTGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

PROGRAMA
" MURO ANCLADO "

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

MAYO DE 1996
MERIDA - VENEZUELA



SISTEMA MURO ANCLADO

Programación: Ing. Asdrúbal Fernández C. CIV: 76.638
Ing. Pether Inglessis V. CIV: 10.721

DECLARACION DE SUB PROGRAMAS

```
DECLARE SUB ANALISIS ()
DECLARE SUB SUELO ()
DECLARE SUB MATRIZKE (X!, Y!, A!, I1!, L2!, D2!, D3!, KE() AS DOUBLE)
DECLARE SUB LECTURAMIEMBROS (M!, X!, Y!, A!, I1!, D() AS DOUBLE, L2!, AR!, IR!)
DECLARE SUB IMPRESORA ()
DECLARE SUB impDESPLA ()
DECLARE SUB impREAC ()
DECLARE SUB impPAGINA ()
DECLARE SUB TITULO ()
DECLARE SUB FGLOBAL ()
DECLARE SUB REAC ()
DECLARE SUB FLOCAL ()
DECLARE SUB DESPLA ()
DECLARE SUB RAYAS ()
DECLARE SUB PANTALLA ()
DECLARE SUB RESULTADOS ()
DECLARE SUB PORTADA ()
DECLARE SUB PROCESAMIENTO ()
DECLARE SUB PAGINA ()
DECLARE SUB LECTURA ()
DECLARE SUB GEOMETRICO ()
DECLARE SUB DIRECTORIO ()
DECLARE SUB ENTRADAdeDATOS (NDAT!)
DECLARE SUB DATOaCORREGIR (NDAT!)
DECLARE SUB CORRECCIONDATOS (CC$)
DECLARE SUB MENUS ()
DECLARE SUB CARGAS ()
DECLARE SUB LECTURARCHIVOS ()
```



DECLARACION DE VARIABLES GLOBALES

```
DIM SHARED NOMDIR$  
DIM SHARED dato(10)  
DIM SHARED ARCGEOPRO$  
DIM SHARED ARCGEOMIE$  
DIM SHARED ARCGEOSUE$  
DIM SHARED ARCRESD$  
DIM SHARED ARCRESF$  
DIM SHARED ARCRESR$  
DIM SHARED ARCRES1$  
DIM SHARED ARCCAR$  
DIM SHARED bandera$  
DIM SHARED MENU  
DIM SHARED LDATOS$  
DIM SHARED RAYAGSS$  
DIM SHARED RAYAGSI$  
DIM SHARED RAYAPSS$  
DIM SHARED RAYAPSI$  
DIM SHARED RAYADS$  
DIM SHARED RAYADI$  
DIM SHARED FUE$  
DIM SHARED FX$  
DIM SHARED FY$  
DIM SHARED MOM$  
DIM SHARED VUELTA
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
#####  
#                               PROGRAMA PRINCIPAL                               #  
#####  
CALL PORTADA  
MENU = 0  
DO  
  CALL PAGINA  
  PRINT  
  PRINT  
  PRINT TAB(17); "MENU PRINCIPAL"  
  PRINT TAB(17); "=====  
  PRINT  
  PRINT TAB(10); "  1.- DIRECTORIO DE TRABAJO"  
  PRINT TAB(10); "  2.- LECTURA DE DATOS"  
  PRINT TAB(10); "  3.- ANALISIS DEL MURO "  
  PRINT TAB(10); "  4.- SALIDA DE RESULTADOS"  
  PRINT TAB(10); "  5.- SALIDA DEL PROGRAMA"  
DO  
  LOCATE 23, 1  
  PRINT TAB(30); : INPUT "Entre su opción = ", op$  
  SELECT CASE op$  
    CASE "1"  
      CALL DIRECTORIO  
    CASE "2"  
      CALL LECTURA  
    CASE "3"  
      CALL ANALISIS  
    CASE "4"  
      CALL RESULTADOS  
    CASE "5"  
      op$ = "s"  
    CASE ELSE  
      op$ = "n"  
  END SELECT  
  LOOP WHILE op$ = "n"  
LOOP UNTIL op$ = "s"  
END
```

SUB PROGRAM ANALISIS

SUB ANALYSIS

SELECT CASE MENU

CASE IS ≥ 2

VUELTA = 1

QA\$ = "S"

```
DO WHILE QA$ = "S"
```

CALL CARGAS

CALL PROCESAMIENTO

```
IF VUELTA >= 2 THEN
```

```
OPEN ARCGEOPRO$ FOR INPUT AS #1
```

```
OPEN ARCRESR$ FOR INPUT AS #2
```

```
OPEN ARCRES1$ FOR INPUT AS #3
```

INPUT #1, NM, ND, AB, E, AR, IR, NR

```

DIM FP(NR) AS DOUBLE

```

```
FOR I = 1 TO NR
```

INPUT #2, I, F1

INPUT #3, I, F2

$$FP(I) = (F1 + F2) / 2$$

NEXT I

CLOSE 1, 2, 3

```
OPEN ARCSR$ FOR OUTPUT AS #1
```

```
FOR I = 1 TO NR
```

```
PRINT #1, I, FP(I)
```

NEXT I

CLOSE #1

QAS = "N"

END IF

VUELTA = VUELTA + 1

LOOP

CASE ELSE

CALL MENUS

END SELECT

END SUB

WV.BDIGITAL.ULA.VE



```
WYI = -Keizq * (qs + Gama * Xizq)
WYJ = -Keder * (qs + Gama * Xder)
MYAI = (X ^ 2) / 60 * (3 * WYI + 2 * WYJ)
MYAD = -(X ^ 2) / 60 * (2 * WYI + 3 * WYJ)
FYAI = X / 20 * (7 * WYI + 3 * WYJ)
FYAD = X / 20 * (3 * WYI + 7 * WYJ)
PRINT #3, M; MYAI; MYAD; 0; 0; FYAI; FYAD
IF (Q = NM) THEN
    PRINT #3, 0; 0; 0; 0; 0; 0; 0; 0
END IF
NEXT Q
CLOSE 1, 2, 3, 4
MENU = 4
CLS
CASE ELSE
    CALL MENUS
END SELECT
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

```
'@#####  
' @ SUB PROGRAMA CORRECCIONDATOS @  
'#####  
SUB CORRECCIONDATOS (CC$)  
DO  
LOCATE 19, 10  
INPUT "DESEA CORREGIR (S/N) ", CC$  
CC$ = UCASE$(CC$)  
LOCATE 19, 10  
PRINT "  
LOOP WHILE CC$ <> "S" AND CC$ <> "N"  
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

```
' @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
' @                                SUB PROGRAMA DATOaCORREGIR                               @
' @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@

SUB DATOaCORREGIR (NDAT)
DO
    CALL CORRECCIONDATOS(CC$)
    IF CC$ = "S" THEN
        DO
            LOCATE 20, 10
            INPUT "NUMERO DEL DATO A CORREGIR ", NDATO
            LOCATE 20, 10
            PRINT "
LOOP WHILE NDATO < 1 OR NDATO > NDAT
LOCATE NDATO + 7, 60: INPUT "", dato(NDATO)
ELSE
EXIT DO
END IF
LOOP
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
'@
SUB PROGRAMA DESPLA
'@
SUB DESPLA
CLS
PRINT TAB(17); RAYADS$
PRINT TAB(17); "|| Desplazamientos por Grados de Libertad ||"
PRINT TAB(17); RAYADI$
PRINT TAB(24); RAYAPSS$;
PRINT TAB(32); RAYAGSS$;
PRINT TAB(24); " | No. | ";
PRINT TAB(32); " | Desplazamiento | "
PRINT TAB(24); RAYAPSI$;
PRINT TAB(32); RAYAGSI$
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
' @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
' @
' @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
SUB DIRECTORIO
DO
CALL PAGINA
LOCATE 6, 24
PRINT "Nombre del Directorio de Trabajo."
LOCATE 8, 11
PRINT "Por Ejemplo:"
PRINT
PRINT TAB(18); " A:"
PRINT TAB(18); " B:"
PRINT TAB(18); " C:\RIGIDEZA"
LOCATE 16, 21
INPUT "", NOMDIR$
CALL CORRECCIONDATOS(CC$)
LOOP UNTIL CC$ = "N"
MENU = 1
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```

SUB PROGRAMA ENTRADa de DATOS
SUB ENTRADa de DATOS (NXAT)
  FOR I = 1 TO NXAT
    LOCATE I + 7, 60
    INPUT "", dato(I)
  NEXT I
  CALL DATO a CORREGIR (NXAT)
END SUB

```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



```
'#####  
'@ SUB PROGRAMA ENTRADAdeDATOS @  
'#####  
SUB ENTRADAdeDATOS (NDAT)  
  FOR I = 1 TO NDAT  
    LOCATE I + 7, 60  
    INPUT "", dato(I)  
  NEXT I  
  CALL DATOaCORREGIR(NDAT)  
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
'e
SUB PROGRAMA FGLOBAL
'
SUB FGLOBAL
CLS
FUE$ = "|| Fuerzas en los Miembros ( Coordenadas Globales ) ||"
FX$ = "|| Fx"
FY$ = "|| Fy"
MOM$ = "Mf ||"
CALL TITULO
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



END SUB

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



```
PRINT TAB(15); " 6.- # de .... Dyi (+) o Ryi (-) .... = ";
PRINT TAB(15); " 7.- # de .... DØi (+) o RØi (-) .... = ";
PRINT TAB(15); " 8.- # de .... Dxj (+) o Rxj (-) .... = ";
PRINT TAB(15); " 9.- # de .... Dyj (+) o Rxj (-) .... = ";
PRINT TAB(15); "10.- # de .... DØj (+) o Rxj (-) .... = ";
```

```
CALL ENTRADaDeDATOS(10)
```

```
X = dato(1)
```

```
Y = dato(2)
```

```
A = dato(3)
```

```
I1 = dato(4)
```

```
D(1) = dato(5)
```

```
D(2) = dato(6)
```

```
D(3) = dato(7)
```

```
D(4) = dato(8)
```

```
D(5) = dato(9)
```

```
D(6) = dato(10)
```

```
PRINT #2, M; X; Y; A; I1; D(1); D(2); D(3); D(4); D(5); D(6)
```

```
MENI = Ø
```

```
FOR I = 1 TO 3
```

```
IF (D(I) > Ø) THEN
```

```
IF MENI = Ø THEN
```

```
MENI = D(I)
```

```
ELSE
```

```
IF (D(I) < MENI) THEN
```

```
MENI = D(I)
```

```
END IF
```

```
END IF
```

```
END IF
```

```
NEXT I
```

```
MAYD = Ø
```

```
FOR I = 4 TO 6
```

```
IF D(I) > MAYD THEN
```

```
MAYD = D(I)
```

```
END IF
```

```
NEXT I
```

```
IF MAYD = Ø THEN
```

```
MENI = MENI + 2
```

```
END IF
```

```
ABT = ABS(MAYD - MENI) + 1
```

```
IF AB <= ABT THEN
```

```
AB = ABT
```

```
END IF
```

```
NEXT Q
```

```
IF AB > ND THEN
```

```
AB = ND
```

```
END IF
```

```
CLOSE 1, 2
```

```
NUEVO$ = NOMDIR$ + "TEMPORAL"
```

```
OPEN NUEVO$ FOR OUTPUT AS #1
```

```
OPEN ARCGEOPRO$ FOR INPUT AS #2
```

```
INPUT #2, NM, ND, ABV, E, AR, IR, NR
```

```
PRINT #1, NM; ND; AB; E; AR; IR; NR
```

```
CLOSE 1, 2
```

```
KILL ARCGEOPRO$
```

```
NAME NUEVO$ AS ARCGEOPRO$
```

```
END IF
```

```
MENI = 1.5
```

```
END SUB
```

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)


```
'#####  
@ SUB PROGRAMA impPAGINA @  
'#####  
SUB impPAGINA  
LPRINT "  
LPRINT "  
LPRINT "  
LPRINT "  
  
LPRINT : LPRINT  
END SUB
```

== MURO ANCLADO ==

Prog: Asdrúbal Fernández / Pether Inglessis.

(Ver.: 1.

== MURO ANCLADO ==

Prog: Asdrúbal Fernández / Pether Inglessis. (Ver.: 1.0)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



Pag. 19

```
'@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
'e                                SUB PROGRAMA impREAC                                @
'@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
SUB impREAC
    LPRINT TAB(17); RAYADS$
    LPRINT TAB(17); "||                      Reacciones en las Juntas                      ||"
    LPRINT TAB(17); RAYADI$
    LPRINT TAB(24); RAYAPSS$;
    LPRINT TAB(32); RAYAGSS$;
    LPRINT TAB(24); "|" No. |";
    LPRINT TAB(32); "          Reaccion          |"
    LPRINT TAB(24); RAYAPSI$;
    LPRINT TAB(32); RAYAGSI$
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
FOR M1 = 1 TO NM
  INPUT #3, M1
  LPRINT TAB(5); USING "####"; M1;
  T = 12
  FOR I = 1 TO 6
    INPUT #3, W
    LPRINT TAB(T); USING "+#####.#"; W;
    T = T + 11
  NEXT I
NEXT M1
LPRINT CHR$(12)
LPRINT CHR$(18)
CALL impPAGINA
LPRINT CHR$(15)
CALL impREAC
FOR I = 1 TO NR
  INPUT #4, I, FR
  LPRINT TAB(26); USING "###"; I;
  LPRINT TAB(42); USING "+#####.#"; FR
NEXT I
LPRINT CHR$(12)
LPRINT CHR$(18)
CLOSE 1, 2, 3, 4
bandera$ = ""
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



```
'@
SUB PROGRAMA LECTURA
'@
SUB LECTURA
SELECT CASE MENU
CASE IS >= 1
DO
CALL PAGINA
PRINT
PRINT
PRINT TAB(17); "MENU LECTURA DE DATOS"
PRINT TAB(17); "===== "
PRINT
PRINT TAB(10); " 1.- LECTURA DE DATOS POR TECLADO"
PRINT TAB(10); " 2.- LECTURA DE DATOS POR DISCO"
PRINT TAB(10); " 3.- RETORNO AL MENU PRINCIPAL"
DO
LOCATE 18, 1
PRINT TAB(30); : INPUT "Entre su opción = ", op$
SELECT CASE op$
CASE "1"
PAGINA
LDATOS$ = "T"
CALL LECTURARCHIVOS
CASE "2"
PAGINA
LDATOS$ = "D"
CALL LECTURARCHIVOS
CASE "3"
op$ = "s"
CASE ELSE
op$ = "n"
END SELECT
LOOP WHILE op$ = "n"
LOOP UNTIL op$ = "s"
CASE ELSE
CALL MENUS
END SELECT
END SUB
```



```

'#####
'@          SUB PROGRAMA LECTURAMIEMBROS          @
'#####
SUB LECTURAMIEMBROS (M, X, Y, A, I1, D()) AS DOUBLE, L2, AR, IR)
  INPUT #2, M, X, Y, A, I1, D(1), D(2), D(3), D(4), D(5), D(6)
  L2 = SQR(X * X + Y * Y)
  A = A * AR
  I1 = I1 * IR
END SUB

```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

```

SUB PROGRAMA LECTURARCHIVOS
SUB LECTURARCHIVOS
DO
CALL PAGINA
PRINT
PRINT
PRINT TAB(17); "MENU LECTURA DE ARCHIVOS"
PRINT TAB(17); "===== "
PRINT
PRINT TAB(10); " 1.- LECTURA DE ARCHIVO GEOMETRICO"
PRINT TAB(10); " 2.- LECTURA DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO"
PRINT TAB(10); " 3.- RETORNO AL MENU LECTURA DE DATOS"
DO
LOCATE 18, 1
PRINT TAB(30); : INPUT "Entre su opción = ", op$
SELECT CASE op$
CASE "1"
PAGINA
CALL GEOMETRICO
CASE "2"
PAGINA
CALL SUELO
CASE "3"
op$ = "s"
CASE ELSE
op$ = "n"
END SELECT
LOOP WHILE op$ = "n"
LOOP UNTIL op$ = "s"
END SUB

```



```

SUB PROGRAM MATRIZKE
SUB MATRIZKE (X, Y, A, I1, L2, D2, D3, KE) AS DOUBLE
  D2 = X / L2
  D3 = Y / L2
  A3 = I1 / L2
  A2 = 4 * A3
  S = A / L2
  B = 2 * A3
  C = 6 * A3 / L2
  DD = 12 * A3 / L2 / L2
  F = S * D2 ^ 2 + DD * D3 ^ 2
  G = S * D2 * D3 - DD * D2 * D3
  P = S * D3 ^ 2 + DD * D2 ^ 2
  H = -1 * C * D3
  Q = C * D2
  KE(1, 1) = F
  KE(1, 2) = G
  KE(1, 3) = H
  KE(1, 4) = -F
  KE(1, 5) = -G
  KE(1, 6) = H
  KE(2, 1) = G
  KE(2, 2) = P
  KE(2, 3) = Q
  KE(2, 4) = -G
  KE(2, 5) = -P
  KE(2, 6) = Q
  KE(3, 1) = H
  KE(3, 2) = Q
  KE(3, 3) = A2
  KE(3, 4) = -H
  KE(3, 5) = -Q
  KE(3, 6) = B
  KE(4, 1) = -F
  KE(4, 2) = -G
  KE(4, 3) = -H
  KE(4, 4) = F
  KE(4, 5) = G
  KE(4, 6) = -H
  KE(5, 1) = -G
  KE(5, 2) = -P
  KE(5, 3) = -Q
  KE(5, 4) = G
  KE(5, 5) = P
  KE(5, 6) = -Q
  KE(6, 1) = H
  KE(6, 2) = Q
  KE(6, 3) = B
  KE(6, 4) = -H
  KE(6, 5) = -Q
  KE(6, 6) = A2
END SUB
```

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

```

'
SUB PROGRAMA MENUS
'

```

SUB MENUS

CALL PAGINA

LOCATE 12, 1

```
PRINT TAB(20); "Por favor seleccione la opción "; FIX(MENU) + 1
```

```
PRINT TAB(20); "del Menu Principal y luego vuelva a"
```

```
PRINT TAB(20); "esta opción"
```

LOCATE 20, 1

```
PRINT TAB(14); "
```

```
PRINT TAB(14); "PRESIONE CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR"
```

```
PRINT TAB(14); "
```

```
P$ = INPUT$(1)
```

END SUB

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



END SUB

PRESIONE CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR



```
CLOSE 1, 2, 3, 4
OPEN ARCGEOPRO$ FOR INPUT AS #1
OPEN ARCGEOMIE$ FOR INPUT AS #2
INPUT #1, NM, ND, AB, E, AR, IR, NR
FOR M1 = 1 TO NM
  CALL LECTURAMIENTROS(M, X, Y, A, I1, D(), L2, AR, IR)
  CALL MATRIZKE(X, Y, A, I1, L2, D2, D3, KE())
  FOR I = 1 TO 6
    F1(I) = 0
    IF D(I) < 0 THEN
      F1(I) = 0
    ELSE
      F1(I) = D1(D(I))
    END IF
  NEXT I
  FOR I = 1 TO 6
    S2(I) = 0
    FOR J = 1 TO 6
      S2(I) = S2(I) + KE(I, J) * F1(J)
    NEXT J
    W(M1, I) = S2(I) + M(M1, I)
    IF D(I) < 0 THEN
      FR(ABS(D(I))) = FR(ABS(D(I))) + W(M1, I)
    END IF
  NEXT I
  PRINT #5, TAB(5); USING "####"; M1;
  PRINT #5, TAB(12); USING "+#####.#"; W(M1, 1) * D2 + W(M1, 2) * D3;
  PRINT #5, TAB(23); USING "+#####.#"; W(M1, 2) * D2 - W(M1, 1) * D3;
  PRINT #5, TAB(34); USING "+#####.#"; W(M1, 3);
  PRINT #5, TAB(45); USING "+#####.#"; W(M1, 4) * D2 + W(M1, 5) * D3;
  PRINT #5, TAB(56); USING "+#####.#"; W(M1, 5) * D2 - W(M1, 4) * D3;
  PRINT #5, TAB(67); USING "+#####.#"; W(M1, 6)
NEXT M1
FOR M1 = 1 TO NM
  PRINT #5, TAB(5); USING "####"; M1;
  T = 12
  FOR I = 1 TO 6
    PRINT #5, TAB(T); USING "+#####.#"; W(M1, I);
    T = T + 11
  NEXT I
NEXT M1
PRINT #5,
IF VUELTA = 1 THEN
  FOR I = 1 TO NR
    PRINT #6, TAB(26); USING "###"; I;
    PRINT #6, TAB(42); USING "+#####.#"; FR(I)
  NEXT I
CLOSE 6
ELSE
  FOR I = 1 TO NR
    PRINT #7, TAB(26); USING "###"; I;
    PRINT #7, TAB(42); USING "+#####.#"; FR(I)
  NEXT I
CLOSE 7
END IF
CLOSE 1, 2, 5
```

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DO

INPUT #3, I, F1(3), F1(6), F1(1), F1(4), F1(2), F1(5)

IF I > 0 THEN

FOR J = 1 TO 6

M(I, J) = -F1(J)

D(J) = W(I, J)

IF D(J) > 0 THEN

F(D(J)) = F(D(J)) + F1(J)

END IF

NEXT J

ELSE

EXIT DO

END IF

LOOP

FOR I = 1 TO ND

D1(I) = F(I)

NEXT I

FOR n = 1 TO ND

FOR L = 2 TO AB

C = Ks(n, L) / Ks(n, 1)

I = n + L - 1

IF (ND - I) >= 0 THEN

J = 0

FOR K = L TO AB

J = J + 1

Ks(I, J) = Ks(I, J) - C * Ks(n, K)

NEXT K

Ks(n, L) = C

ELSE

L = AB

END IF

NEXT L

NEXT n

FOR n = 1 TO ND

FOR L = 2 TO AB

I = n + L - 1

IF (ND - I) >= 0 THEN

D1(I) = D1(I) - Ks(n, L) * D1(n)

ELSE

L = AB

END IF

NEXT L

D1(n) = D1(n) / Ks(n, 1)

NEXT n

FOR n = ND TO 0 STEP -1

FOR K = 2 TO AB

L = n + K - 1

IF (ND - L) >= 0 THEN

D1(n) = D1(n) - Ks(n, K) * D1(L)

END IF

NEXT K

NEXT n

FOR I = 1 TO ND

PRINT #4, TAB(26); USING "###"; I;

PRINT #4, TAB(42); USING "(###.###)"; D1(I);

NEXT I



```
1, 2, 5  
MENU = 5  
CASE ELSE  
CALL MENUS  
END SELECT  
END SUB
```

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Pag. 35

```

'0 SUB PROGRAMA REAC 0
'

```

SUB REAC

CLS

```
PRINT TAB(17); RAYADS$
```

```
PRINT TAB(17); "Reacciones en las Juntas"
```

```
PRINT TAB(17); RAYADI$
```

```
PRINT TAB(24); RAYAPSS$;
```

```
PRINT TAB(32); RAYAGSS$;
```

```
PRINT TAB(24); " | No. | ";
```

```
PRINT TAB(32); "Reaccion
```

```
PRINT TAB(24); RAYAPSI$;
```

```
PRINT TAB(32); RAYAGSI$
```

END SUB

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



END SUB



Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



SUB PROGRAMA TITULO

୧୨୩୪୫୬୭୮୯୧୦୧୧୧୨୧୩୧୪୧୫୧୬୧୭୧୮୧୯୨୦୨୧୨୨୨୩୨୪୨୫୨୬୨୭୨୮୨୯୩୦୩୧୩୨୩୩୩୪୩୫୩୬୩୭୩୮୩୯୪୦୪୧୪୨୪୩୪୪୪୫୪୬୪୭୪୮୪୯୫୦୫୧୫୨୫୩୫୪୫୫୫୬୫୭୫୮୫୯୬୦୬୧୬୨୬୩୬୪୬୫୬୬୬୬୭୬୮୬୯୭୦୭୧୭୨୭୩୭୪୭୫୭୬୭୭୭୮୭୯୮୦୮୧୮୨୮୩୮୪୮୫୮୬୮୭୮୮୮୯୯୦୯୧୯୨୯୩୯୪୯୫୯୬୯୭୯୮୯୯

```
IF bandera$ = "I" THEN
  LPRINT TAB(17); RAYADS$
  LPRINT TAB(17); FUE$
  LPRINT TAB(17); RAYADI$
  LPRINT TAB(5); "Miem";
  LPRINT TAB(25); "Nodo i";
  LPRINT TAB(58); "Nodo j"
  LPRINT TAB(4); RAYAPSS$;
  LPRINT TAB(12); RAYAGSS$;
  LPRINT TAB(45); RAYAGSS$
  LPRINT TAB(4); "| No. |";
  LPRINT TAB(12); FX$;
  LPRINT TAB(27); FY$;
  LPRINT TAB(38); MOM$;
  LPRINT TAB(45); FX$;
  LPRINT TAB(60); FY$;
  LPRINT TAB(71); MOM$
  LPRINT TAB(4); RAYAPSI$;
  LPRINT TAB(12); RAYAGSI$;
  LPRINT TAB(45); RAYAGSI$;
```

```

PRINT TAB(17); RAYADS$
PRINT TAB(17); FUE$
PRINT TAB(17); RAYADI$
PRINT TAB(5); "Miem";
PRINT TAB(25); "Nodo i";
PRINT TAB(58); "Nodo j"
PRINT TAB(4); RAYAPSS$;
PRINT TAB(12); RAYAGSS$;
PRINT TAB(45); RAYAGSS$
PRINT TAB(4); "| No. |";
PRINT TAB(12); FX$;
PRINT TAB(27); FY$;
PRINT TAB(38); MDM$;
PRINT TAB(45); FX$;
PRINT TAB(60); FY$;
PRINT TAB(71); MDM$
PRINT TAB(4); RAYAPSI$;
PRINT TAB(12); RAYAGSI$;
PRINT TAB(45); RAYAGSI$

```

END SUB