CAPITULO III ESTABILIDAD DEL MURO DE CONTENCION

III ESTABILIDAD DEL MURO DE CONTENCION

3.1 FALLA POR VOLTEO EN MUROS.

La experiencia ha demostrado que la mayor parte de las fallas de los muros de contención han sido el resultado de una mala apreciación de las condiciones de cimentación. Por lo tanto, la evaluación cuidadosa de la Resistencia y compresión del suelo que va a quedar debajo de la base y del relleno, es el factor más importante en el proyecto de un Muro de Contención.

En muros ordinarios apoyados en suelos, la resultante correspondiente a las cargas, debe cortar a la base dentro del tercio medio; por lo que toda el área que está debajo de la base, está teóricamente sujeta a comprensión.

Por otra parte, los muros de contención puede apoyarse en roca, en cuyo caso el primer criterio dado, se cambia comúnmente para permitir mayores excentricidades. Sin embargo, con objeto de obtener la seguridad adecuada contra volteo, la mayor parte de los que proyectan prefieren limitar la excentricidad a un cuarto del ancho de la base.

Es decir, la resultante de las fuerzas debe cortar al plano del lecho inferior de la base, dentro de un tercio medio del ancho, aún cuando la presión en el extremo pueda ser consideradamente menor, que la presión admisible para la roca.

Este tipo de falla por volteo ocurre debido al excesivo momento causado por las presiones activas de suelo como los comparados con el momento de resistencia de carga de gravedad cerca del punto de rotación.

El cálculo de estabilidad de volcamiento, está relacionado a la presión vertical del suelo debajo de la cimentación, al centro de rotación asumido la presión del suelo, presión máxima no deberá exceder, q_u (factor de seguridad de presión del suelo).

La conformidad a esta condición generalmente satisface el requerimiento de volcamiento, pero no hace obvia la necesidad del cálculo de la estabilidad. Esto último requerirá también el mínimo de presión vertical del suelo, q_{min} para ser mayor que cero.

$$F.S = MR > 1.5$$

Dónde:

MR = Momento Resistente

MA = Momento Actuante

3.2 DESLIZAMIENTO

La componente horizontal del empuje de tierra P_A , debe ser resistida por las fuerzas de corte entre el suelo y la base y por la resistencia pasiva de tierra del suelo en contacto con el frente de la estructura.

La relación entre las fuerzas resistentes y la componente horizontal P_A , se conoce como factor de seguridad contra el deslizamiento.

Esta relación no debe ser menor que 1.5, además, la presión pasiva de tierra debe de despreciarse al calcular el factor de seguridad, a menos que las condiciones locales permitan obtener una evaluación segura del valor de su límite inferior y a menos que se asegure que la existencia de la presión durante la colocación del relleno detrás del muro y durante la vida útil de éste.

La resistencia al esfuerzo cortante entre la base y el suelo depende mucho de la naturaleza de este.

Si la base del muro de contención descansa en una arcilla, la resistencia al esfuerzo cortante contra el deslizamiento deberá basarse en la cohesión de la arcilla, que puede estimarse conservadoramente como la mitad de la resistencia a la compresión simple.

Si el factor de seguridad contra el deslizamiento es menor que 1.5, debe modificarse el proyecto. Puede aumentarse la resistencia al deslizamiento añadiendo un dentellón abajo de la base, ó aumentando las dimensiones de la base.

Analizando el equilibrio del bloque del Suelo bcge de la figura 3.1 se llega a la conclusión de que la fuerza total horizontal que obra en el dentellón no puede ser mayor que la suma de la fuerza P_a y la fuerza de corte F que se desarrolla en la superficie eg. Sin embargo, no es probable que F sea mayor que la resistencia al corte disponible a lo largo de LOC si no se empleará el dentellón. Por esta razón, cualquier fuerza horizontal adicional ganada con el uso de un dentellón no puede ser mayor que P_a. Por lo tanto, la resistencia adicional al deslizamiento proporcionada por la saliente de un dentellón debajo de la base, puede determinarse solamente por una evaluación de la resistencia pasiva inferior, que es el límite del suelo contra la superficie be, durante el tiempo que se está colocando el relleno y durante la vida posterior del muro de contención. Cualquier estimación además, al hacer la excavación para un dentellón es posible que se altere el subsuelo y en algunos casos puede hacer más daño que provecho.

Por otra parte, si la base de un muro de contención está apoyada en la roca o en un suelo cohesivo muy firme, el dentellón puede proporcionar un medio efectivo de crear resistencia adicional al deslizamiento. Si existen estas condiciones actúa contra el plano be, una resistencia pasiva segura P_a. además, la resistencia al corte F, desarrollada en la superficie eg, es probable que exceda a la resistencia al esfuerzo cortante disponible a lo largo dc, si no se empleará el dentellón.

3.3 ASENTAMIENTO

Asentamiento diferenciales en el borde exterior, el comportamiento del asentamiento en la base del muro deberá de ser en que caso de que ocurra

uniformemente en toda la base, pues es una restricción que deberá cumplir así como las otras para la estabilidad del muro.

Los asentamientos permisibles están dados por la siguiente ecuación :

$$\delta_z = \Sigma \left(M_{z_i} \Delta T_{z_i} \right) H_i$$

Donde:

 M_z = Modulo de deformación del estrato de suelo.

 ΔT_z = Capacidad de esfuerzo del estrato.

H_z = Espesor del estrato.

3.4 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga admisible o de trabajo que es con la que se diseñara la cimentación para el elemento de retención. La capacidad de carga admisible en un caso dado, será siempre menor que la falla y deberá estar suficientemente lejos de ésta, como para dar márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use, a los problemas y desviaciones de la construcción.

$$q_d = \alpha_1 T_z Nq + \alpha_2 CN_c \gamma B N_r * (C_r + 0.1)$$

$$F.s = \frac{q_d}{q_a} > 1.5$$

Donde:

q_d - Capacidad de carga ultima.

C - Cohesión.

 $N_{\mbox{\tiny c}}$ - Factor de capacidad de carga.

T_z - Esta en función de la profundidad de desplante.

Nq - Factor de capacidad de carga.

B - Dimensión de la base.

Nr - Factor de capacidad de carga.

Nq =
$$tan^2 (45^0 + \phi / 2) e^{(\pi * tan \phi)}$$

$$N_c = (Nq - 1) * \cot \phi$$

$$Nr = 2(Nq + 1) * tan \phi$$

3.5 FALLA POR EL TALUD

El deslizamiento del suelo situado debajo de un talud, origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo.

Los deslizamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles: Lenta ó rápidamente, con o sin provocación aparente, generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pié de un talud.

Hay casos, en que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que iniciándose en fisuras capilares, termina por dividirse la masa del suelo en fragmentos angulares.

En otros casos se producen como consecuencia del aumento de la presión del agua que llevan algunas capas excepcionalmente permeable, o bien, por efecto de choques que licúan situado debajo del talud.

Los taludes son cualquier superficie inclinada respecto a los horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, pueden ser naturales como las laderas o artificiales como los terraplenes.

La falla de un talud puede ocurrir por varias causas como son :

- 1.- Falla por deslizamiento superficial.
- 2.- Falla por Erosión.
- 3.- Falla por Licuación.
- Falla por Capacidad de Carga del Terreno.

5.- Falla por Movimientos del Cuerpo del Talud.

La Falla por Movimientos del Cuerpo del Talud, puede ser de dos formas, una en que se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, a este tipo se le llama Falla por Rotación.

La otra forma es la que ocurre a lo largo de las superficies débiles, en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación, a este tipo se le llama Falla por Traslación .

3.6 METODO DE FELLENIUS

En el método de Fellenius se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la Falla por Rotación, en lo que se considera que la superficie de Falla Cilíndrica y cuya traza con el plano normal al eje del cilindro es un arco de circunferencia.

HIPOTESIS DEL METODO:

- 1.- Superficie de falla circular.
- 2.- Resistencia al esfuerzo cortante del suelo $S = C + T \tan \phi$
- 3.- Las fuerzas de interacción a los lados de las dovelas tienen la misma magnitud y dirección; pero se les supone colineales y con sentidos opuestos.
 - 4.- Suelo homogéneo e isotrópico.
- 5.- En el momento de la falla, se moviliza simultáneamente la máxima resistencia al corte del suelo

El método consiste en suponer un círculo de fricción de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas cuyo número es arbitrario, si bien, a mayor número de éstas, los resultados son más aproximados, como se muestra en la Figura 3.2.

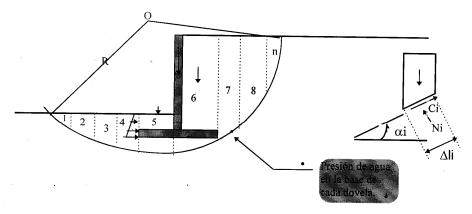


Figura 3.2

DONDE:

 $Ni = Wi Cos \alpha i$ $Ti = Ni - \mu i$

 $T_i = W_i \operatorname{Sen} \alpha_i$

Δli



Para el equilibrio de cada dovela se considera su peso Wi y las fuerzas, Ni y Ti, que son las reacciones normal y tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento, respectivamente Li, Ni y Ti, equilibran a Wi. Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como :

$$Mm = R * \Sigma Wi sen \alpha i$$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, Ci, que se desarrolla en la Superficie de deslizamiento de cada dovela .

$$\begin{split} &\text{Mr} = \text{R} * \Sigma \text{ Ci } \Delta \text{li} \\ &\text{Mr} = \text{R} * \Sigma \left(\text{Cli+ Ti tan } \phi \right) \Delta \text{li} \\ &\text{Mr} = \text{R} * \Sigma \left(\text{Cli+ tan } \phi \left(\underbrace{\text{Wi cos } \alpha \text{i}}_{\Delta \text{li}} - \text{Ui} \right) \Delta \text{li} \right) \end{split}$$

El factor de seguridad es:

$$\mathsf{Fs} = \frac{\mathsf{R} * \Sigma \left(\mathsf{Cli} + \mathsf{tan} \, \phi \, \left(\underbrace{\mathsf{Wi} \, \mathsf{cos} \, \alpha \mathsf{i}}_{\Delta \mathsf{li}} - \mathsf{Ui} \right) \Delta \mathsf{li} \right)}{\mathsf{R} * \Sigma \; \mathsf{W} \, \mathsf{i} \, \mathsf{Sen} \, \alpha \mathsf{i}}$$

Fs =
$$\Sigma$$
 (Cli + tan ϕ (Wi cos αi - Ui * Δ li))
 Σ W i Sen αi

Fs =
$$\underline{CL + \tan \phi} \Sigma (\underline{Wi \cos \alpha i} - \underline{Ui * \Delta li})$$

 $\Sigma W i Sen \alpha i$

Para obtener el peso de cada dovela, ahora deberá calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela correspondiente a cada estrato por el peso específico respectivo. Conocidos el peso de cada dovela, se procede a calcular los momentos resistentes y momentos parciales.

Los momentos totales, se obtiene sumando los parciales calculados y con ellos puede calcularse el Fs, correspondiente al círculo de falla elegido.

METODO DE FELLENIUS

DOVELA No.	bi (m)	hi (m)	Δli (m)	s Wi (m)	αi (grados)	Ui (ton/m2)	Wi Cos C .i	Wi Sen Œi	Ui* ∆li *140 m
1 2 3 4									
ń				-			,	4	
Σ									

Fs =
$$\frac{\text{CL} + \tan \phi \ \Sigma \ (\text{Wi} \cos \alpha i - u i * \Delta l i}{\Sigma \ \text{W i Sen } \alpha i}$$
 > 1.5

DONDE:
$$L = \frac{\pi \times R \times \theta}{180}$$

N O T A : Para garantizar la estabilidad del circulo analizado se requiere un factor de seguridad mayor a 1.5.