

III. CONCEPTOS GENERALES

3.1. ESTADOS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

Una masa de suelo está en estado plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Rankine investigó los estados de tensión correspondientes a aquellos que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo sujeta solo a su propio peso, denominándolos estados de equilibrio plástico de Rankine.

Los estados de equilibrio plástico de Rankine están representados por la figura 3.1.1., donde AB representa la superficie horizontal de una masa semiinfinita de arena sin cohesión de peso unitario γ , y E representa un prisma de base unitaria y de altura z . Como el prisma es simétrico respecto a cualquier plano vertical, la presión normal en la base y la presión normal a las caras verticales son tensiones principales.

$$p_v = \gamma z$$

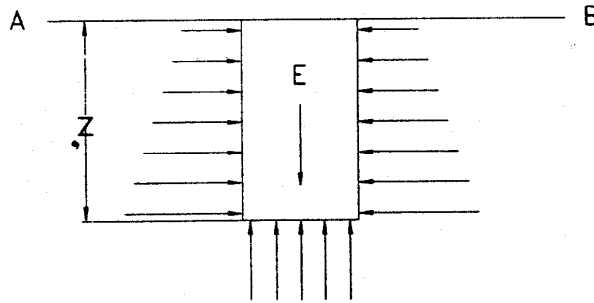


Fig.3.1.1. Estado de equilibrio plástico.

La relación entre las dos tensiones principales de un material granular, N_ϕ , no debe de exceder el valor de:

$$\frac{p_1}{p_3} = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

donde ϕ es el valor del ángulo de fricción interna del suelo.

La presión vertical p_v de la masa de arena indicada en la figura 3.1.1. puede ser tanto la tensión principal mayor como la menor, es decir, que la relación $K = p_h/p_v$ puede adquirir cualquier valor entre los límites:

$$K_A = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_P = \frac{p_h}{p_v} = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

En una arena en reposo, depositada por la naturaleza, o bien artificialmente por el hombre, K adquiere un valor K_0 intermedio entre K_A y K_P , de modo que:

$$p_h = K_0 p_v$$

donde K_0 es una constante empírica que se denomina coeficiente de la presión lateral de las tierras en reposo y cuya magnitud depende de la densidad relativa de la arena y del proceso de formación del depósito.

El valor de K_A se le denomina coeficiente del empuje activo. Cuando la masa de tierra se expande en dos secciones y el valor de K disminuye hasta que alcanza el valor de K_A , en este preciso momento, la arena entra en estado activo de Rankine y, a una profundidad z , la presión horizontal es igual a:

$$p_h = K_A p_v = K_A \gamma z = \gamma z \frac{1}{N_\phi}$$

Una compresión de toda la masa produce un aumento del valor K y, cuando este valor se hace igual a K_p se llega al estado pasivo de Rankine y a una profundidad cualquiera z , la presión horizontal es:

$$p_h = K_p p_v = K_p \gamma z = \gamma z N_p$$

en la que K_p es el coeficiente del empuje pasivo.

3.2. TEORIA DE RANKINE DEL EMPUJE DE TIERRAS

Una vez construido el muro, se deposita el relleno de tierra y, a medida que se realiza esta operación el muro sufre una pequeña deformación bajo el efecto que la presión de la tierra ejerce. El valor final del empuje depende no solo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la presión de la tierra retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo. Sin embargo, tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente, es decir, la parte superior, pase del estado de reposo al de equilibrio plástico. Por esta razón, para ser estable, un muro de contención que puede deformarse o desplazarse debe tener un coeficiente de seguridad adecuado respecto de los esfuerzos emergentes del empuje activo.

Rankine considera como hipótesis una superficie de contacto lisa, ya que haciendo esta consideración se pueden obtener valores aproximados del empuje, aunque, la superficie de contacto con el suelo de todos los muros de contención son rugosas.

a) Empuje activo

Si el muro se desplaza por la acción del empuje, la arena rompe por corte a lo largo de dos planos de deslizamiento que arrancan del pie del mismo ángulo de $45^\circ + \phi/2$. Dentro de la cuña así formada, la arena está en el estado activo de Rankine y no existen tensiones tangenciales en el plano ab que pasa por el pie del muro (fig.3.2.1a.). El empuje sobre este plano es idéntico entonces al que existiría en el caso de un muro perfectamente liso.

Para un suelo sin cohesión y perfectamente seco, el empuje unitario a una profundidad z , es igual a:

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi}$$

Como la presión aumenta linealmente con la profundidad, el empuje total sobre el muro es:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi}$$

El punto de aplicación del empuje P_A está situado a una altura de $H/3$ sobre el pie del muro (fig.3.2.1b.).

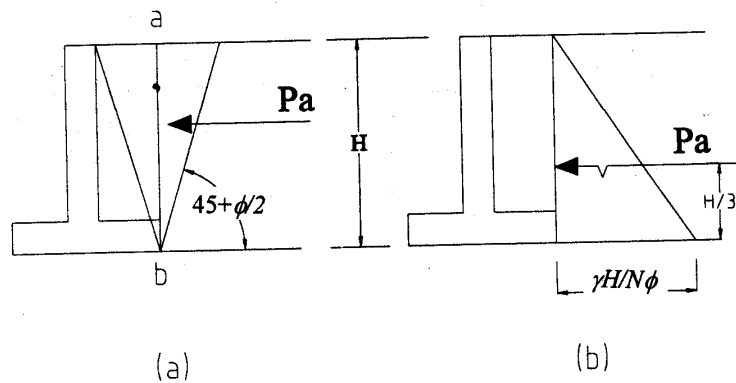


Fig.3.2.1. a) Rotura de la arena situada detrás de un muro,
b) Diagrama de presiones para el empuje activo.

En el caso de una arena parcialmente sumergida en agua la presión vertical es la suma de las presiones cuando la arena se encuentra sumergida en agua y cuando no lo está. El peso unitario efectivo de la arena sumergida en agua es γ' y el de la arena seca es γ . El nivel freático está a una profundidad H_2 debajo de la cresta del muro (fig.3.2.2.). A una profundidad cualquiera z' por debajo del nivel freático, la presión vertical efectiva es:

$$p_v = H_1\gamma + z'\gamma'$$

El empuje unitario de Rankine es:

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = (H_1\gamma + z'\gamma') \frac{1}{N_\phi}$$

A este empuje debe agregarse el originado por el agua p_w .

$$p_w = \frac{1}{2}\gamma_w H_2^2$$

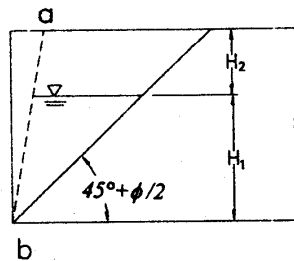


Fig.3.2.2. Corte transversal del paramento interno de la estructura del empuje activo de arena parcialmente sumergida en agua.

En el caso de suelos cohesivos se toma en cuenta la resistencia al corte en estos suelos, la cual, está definida por:

$$s = c + p \tan \phi$$

y es aplicable como primera aproximación. La relación entre tensiones principales viene definido por :

$$p_1 = p_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi}$$

donde P_1 y P_3 son esfuerzos principal y menor respectivamente y N_ϕ el valor de la fluencia.

Un desplazamiento del muro hacia afuera, reduce p_h al valor que le corresponde en el estado activo de Rankine y, se sustituye $p_v=P_1=\gamma z$ y $p_h=P_3$ en la ecuación anterior.

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}}$$

El empuje total es :

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{H}{\sqrt{N_\phi}}$$

Como no siempre el suelo se adhiere al paramento, se considera comúnmente que para suelos cohesivos el empuje activo contra muros de contención es igual a la presión total :

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{H}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

b)Empuje pasivo

Cuando la cara ab del muro que soporta el suelo y su sobrecarga uniforme q es empujada hacia el mismo, como lo indica la fig.3.2.3a., la tensión principal horizontal p_h aumenta y se hace mayor que p_v . El estado pasivo de Rankine se logra cuando ab alcanza la posición $a'b$.

Como p_h representa la tensión principal mayor, se puede sustituir $p_h=P_1$ y $p_v=P_3=\gamma z + q$ en la ecuación $P_1=P_3N_\phi+2c \sqrt{N_\phi}$ para suelos cohesivos :

$$p_h = \gamma z N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} + q N_\phi$$

La presión p_h puede ser considerada en dos partes :

$$p'_h = \gamma z N_\phi \quad \text{y} \quad p''_h = 2c \sqrt{N_\phi} + q N_\phi$$

La presión p_h' aumenta en relación lineal a la profundidad. En la fig.3.2.3b., la presión p_h' está representada por el triángulo $c_1c_2d_2$ con un área :

$$p_p' = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi$$

El punto de aplicación de la fuerza P_p' está situado a una distancia $H/3$ del punto b de la fig.3.2.3b., y su valor representa el empuje pasivo de un material sin cohesión con un ángulo de fricción interna ϕ de peso unitario γ .

La segunda parte de p_h es :

$$p_p'' = 2c\sqrt{N_\phi} + qN_\phi$$

Esta presión es independiente de la profundidad y está representada por la altura del rectángulo abc_1d_2 de la figura 3.2.3b..

La presión total es igual al área del rectángulo, es decir :

$$p_p'' = H(2c\sqrt{N_\phi} + qN_\phi)$$

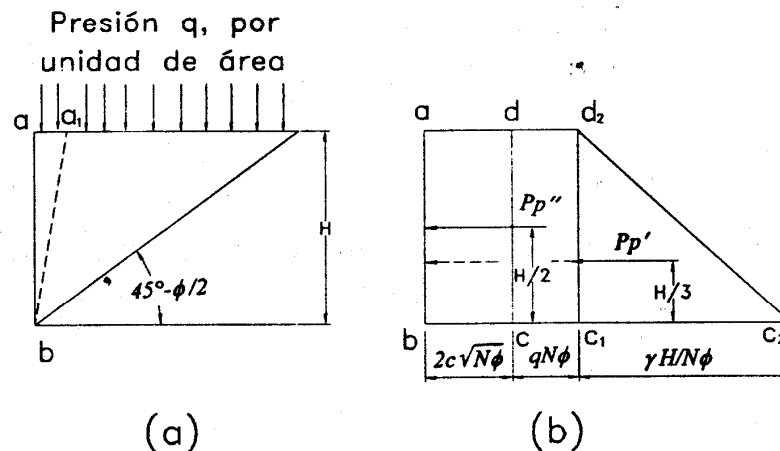


Fig.3.2.3. Rotura de un suelo cohesivo situado detrás de un paramento interno vertical y liso de un muro, cuando se satisface la condición para el empuje pasivo.
a) Corte transversal del paramento interno. b) empuje sobre el muro.

El punto de aplicación de P_p'' está situado en la mitad de la altura ab y, como la ecuación de P_p'' no contiene el peso unitario γ , P_p'' puede ser calculado suponiendo que el suelo no tuviera peso alguno.

Por lo tanto, se deduce que el empuje pasivo total para suelos cohesivos es igual a :

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 N_\phi + H(2c\sqrt{N_\phi} + qN_\phi)$$

En el caso de suelos no cohesivos el empuje pasivo es :

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{1}{N_\phi}$$

3.3.FLUJO DE AGUA

Las trayectorias del flujo de agua a través de los suelos reales y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas, debido a la manera errática en la que es probable que varíe de un punto a otro y en diferentes direcciones la permeabilidad.

Para el estudio del flujo de agua se considera que la permeabilidad del suelo es la misma en todos los puntos y que es igual en todas las direcciones.

La trayectoria que describe una partícula de agua a través de la masa de suelo se le conoce como líneas de flujo y, éstas son producidas por la carga hidráulica. Al moverse la partícula de agua produce un arrastre por fricción en las partículas del suelo; a su vez, este arrastre produce una presión de filtración en la estructura del suelo.

A la línea que une los puntos de igual nivel piezométrico se le conoce como línea equipotencial. Si la permeabilidad es constante y la misma en todas las direcciones, se puede demostrar que las líneas equipotenciales deben ser perpendiculares a las líneas de flujo. Esta conclusión permite resolver problemas en los que interviene el movimiento a través de medios porosos, utilizando un procedimiento gráfico, en el que las líneas de flujo y las líneas equipotenciales se

dibujan por aproximaciones sucesivas, hasta que se satisfacen las relaciones geométricas necesarias. Al diagrama resultante se le conoce como red de flujo (fig.3.3.1.).

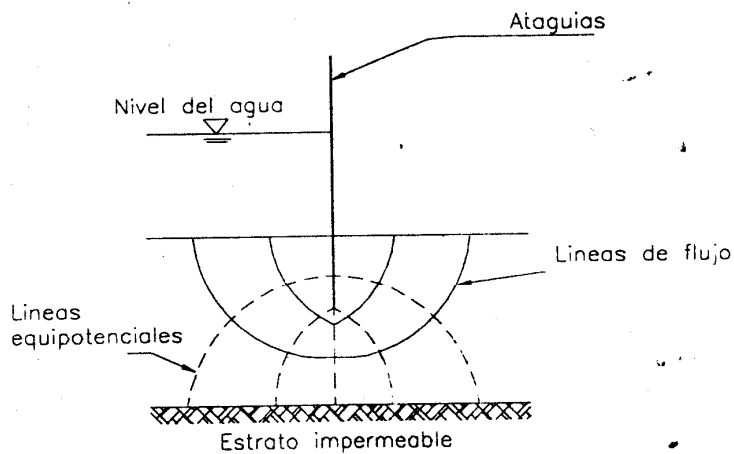


Fig.3.3.1. Red de flujo

3.4. TEORIA DE COULOMB DEL EMPUJE ACTIVO PARA MUROS DE CONTENCION

El método de Coulomb puede ser adaptado a cualquier condición de borde del respaldo del muro. Su único inconveniente consiste en la necesidad de efectuar una simplificación con respecto a la forma de la superficie de deslizamiento, ya que, la superficie de deslizamiento que se origina detrás de un muro real es ligeramente curva. Al simplificar los cálculos, Coulomb supone que es plana.

Coulomb obtiene el valor del empuje gráficamente por medio de un polígono de fuerzas, en el cual, se conoce la magnitud y dirección del peso W_1 y además, la dirección de las otras dos fuerzas P_1 y F_1 (Fig.3.4.1.).

En la fig.3.4.1. se indican las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento, cuya superficie limite inferior se supone arbitrariamente constituida por un plano cualesquiera bc_1 . La cuña abc_1 , de peso W_1 , está en equilibrio con la

reacción de empuje P_1 y la reacción F_1 en el plano de deslizamiento. La reacción F_1 está inclinada un ángulo ϕ con respecto a la normal a bc , ya que se supone que en dicho plano actúa toda la resistencia a fricción del material. Si el muro descansa sobre una fundación sólida, la fuerza P_1 está inclinada un ángulo $+\delta$ con respecto a la normal del paramento interno del muro.

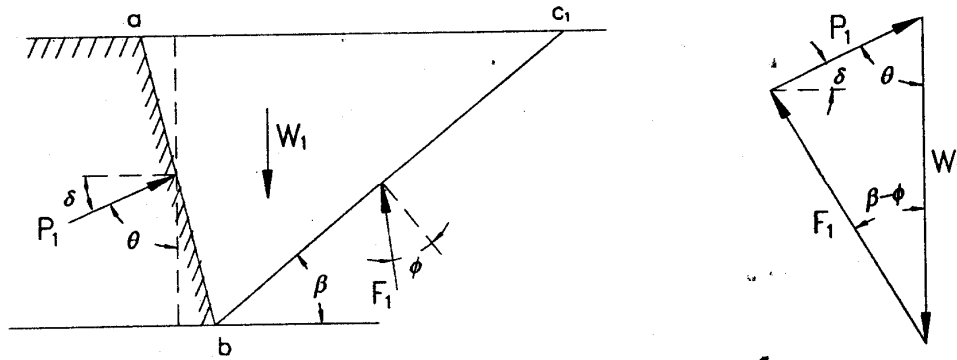


Fig.3.4.1. Diagramas que representan las hipótesis en que se basa la teoría de Coulomb del empuje activo.

Se seleccionan varios planos de deslizamiento posibles y se calcula la fuerza del empuje P_1 que se produciría para cada uno de ellos. El plano de deslizamiento real será aquel que maximice dicha fuerza de empuje.

3.5. METODO DE LA CUÑA

Para muchos problemas prácticos, es conveniente suponer una serie de superficies planas de falla para construir los polígonos de fuerzas correspondientes y para determinar gráficamente el valor del empuje de tierras. El método de la cuña es un procedimiento sencillo para unir todos los polígonos de fuerzas en un sólo diagrama. Por medio de este procedimiento puede determinarse la presión activa y pasiva de tierras para una variedad de condiciones, incluyendo superficies de terreno

irregulares. También puede tomarse en cuenta el que el relleno esté sumergido parcial o totalmente en el agua.

El método de la cuña se realiza con la teoría de Coulomb. Se le puede agregar la presión del agua U cuando el problema lo requiera (ver figura 3.5.1b.).

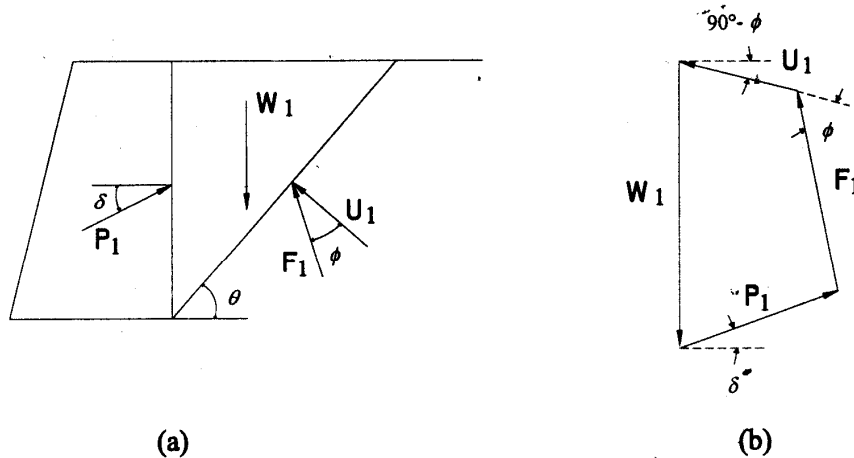


Fig.3.5.1. a)Diagrama de fuerzas que actúan en la cuña,
b)Método de la cuña agregándole la presión del agua.

Se tantea el método de la cuña para diferentes ángulos de falla. Se elabora un diagrama de fuerzas de los diferentes tanteos y se maximiza el empuje por medio de una recta tangente a la curva obtenida.

3.6. EMPUJE SISMICO DE TIERRAS

El método utilizado para el análisis del empuje sísmico de tierras es el estático. Para este análisis, los efectos dinámicos producidos por el sismo se simularán mediante empujes de tierra debido al relleno y fuerzas de inercia debidas a las masas del muro, cimiento y relleno con sobrecarga.

Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta las masas de tierra y sobrecargas apoyadas directamente sobre el respaldo de muro y su cimiento, en adición a las masas propias de la estructura de retención.

Los empujes de tierra debido a las condiciones activas y pasivas se determinarán considerando el equilibrio límite de una parte del relleno limitada por la superficie libre, el muro y una superficie de falla sobre la que desliza un cuerpo rígido. El análisis sísmico se efectuará por unidad de longitud ya que se supone como un problema plano.

En el estudio sísmico se toman en cuenta varias características como son el clasificar el suelo según su estratigrafía, el tipo de relleno de cimentación, tipo de zonas sísmicas. Estas características se obtienen apartir del cálculo de algunos parámetros como son el periodo dominante de vibración T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s , así como, la velocidad característica β_c y el período característico T_c .

El terreno de cimentación se clasifica en tres tipos y, estos se obtienen de la carta de microzonificación sísmica, la cual, depende de los parámetros β_s , β_c y T_c . El tipo I corresponde al terreno firme, el tipo II al intermedio y el tipo III al blando.

Las zonas sísmicas se clasifican en *A*, *B*, *C* y *D*. La zona *A* es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor intensidad es la zona *D*.

El muro se analizará ante la acción del componente horizontal del movimiento del terreno normal al eje del muro. Para muros de retención localizados en zonas sísmicas *C* y *D*, adicionalmente se considerará la acción del componente vertical, que se tomará como 2/3 del horizontal.

El coeficiente sísmico a se determinará multiplicando el coeficiente de aceleración del terreno $a_0=c/4$ por un factor de amplificación que se tomará igual a

$$1.33 \text{ si } T_s\beta_s/H \geq 10 \quad \text{ó igual a} \quad 2 \text{ si } T_s\beta_s/H \leq 3$$

Se realiza un diagrama de fuerzas (fig.3.6.1.), el cual, determinará el empuje de tierras producido por la cuña. Para obtener el empuje activo se utiliza la siguiente expresión :

$$E_a = \frac{W[\text{sen } \psi + \tan(\chi - \phi)\text{cos } \psi] - Q[\text{cos } \chi + \tan(\chi - \phi)\text{sen } \chi] - F[\tan(\chi - \phi)\text{cos } \theta - \text{sen } \theta]}{\text{cos}(\delta + \theta) + \text{sen}(\delta + \theta)\tan(\chi - \phi)}$$

donde :

W = resultante de fuerzas de la cuña formada

ψ = ángulo que forma W con la vertical

χ = ángulo que forma el plano de falla con la horizontal

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo a lo largo del plano de falla

δ = ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo

θ = ángulo que forma el respaldo del muro con la vertical

Q = fuerza de cohesión

F = fuerza de adherencia en la interfaz muro-suelo

R = fuerza normal resistente

Para obtener el empuje pasivo se utiliza la expresión :

$$E_a = \frac{W[\tan(\chi + \phi)\text{cos } \psi - \text{sen } \psi] + Q[\text{cos } \chi + \tan(\chi + \phi)\text{sen } \chi] + F[\tan(\chi + \phi)\text{cos } \theta - \text{sen } \theta]}{\text{cos}(\delta - \theta) + \text{sen}(\delta - \theta)\tan(\chi + \phi)}$$

Cuando se trate de presión de tierras en reposo, la altura donde se aplica el empuje sísmico se tomará como $h_d = H/2$. En cambio, si el estado de presión de tierras es activo o pasivo, la altura mencionada se tomará como :

$$h_d = \frac{h_e E_e + 0.55 H E_e - E_d}{E_d}$$

en donde E_e es el empuje de tierras en condiciones estáticas localizado a la altura h_e y se calcula empleando la misma expresión que para el cálculo del empuje

dinámico (E_d), pero considerando en este caso que el ángulo ψ y el coeficiente sísmico valen cero.

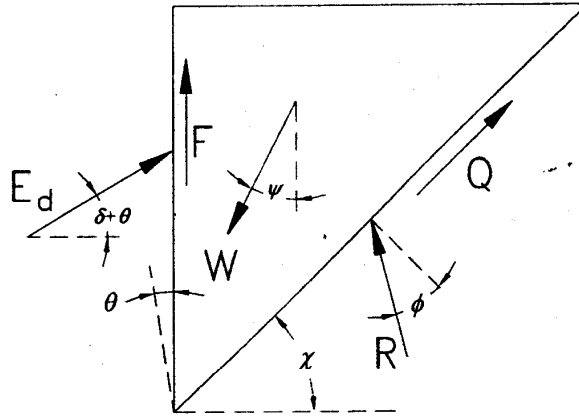


Fig.3.6.1. Diagrama de fuerzas que actúan en la cuña para el análisis sísmico.

3.7. DRENAJE EN OBRA CIVIL

El control del agua del nivel freático, de las fuerzas de filtración que causa el agua en el movimiento y su ataque a las obras de ingeniería civil, es un aspecto de importancia para garantizar el buen comportamiento de las obras ya construidas.

El agua puede causar daños en presas, cimentaciones, muelles, vías de comunicación, taludes, rompeolas, muros de contención, etc., si no se toman medidas de seguridad adecuadas.

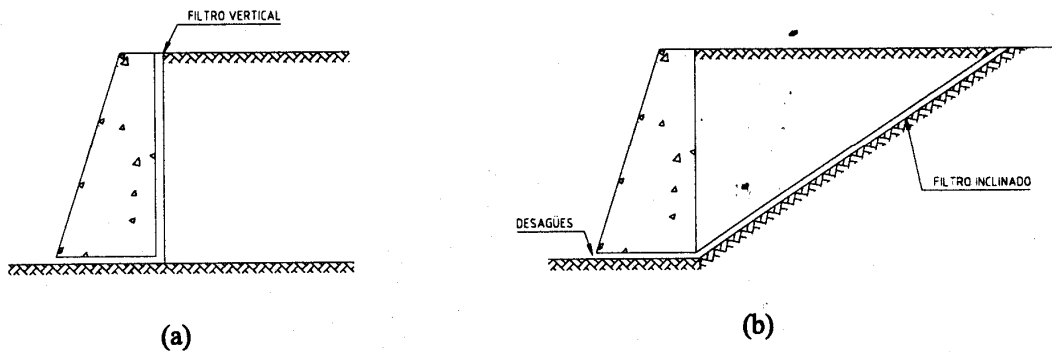
Para contrarrestar los efectos del agua, se puede utilizar la práctica común en ingeniería civil de drenarla, evitando que llegue hacia ellos, garantizando que funcionen adecuadamente durante la vida útil de la estructura que deben proteger.

A este respecto, cuando es necesario drenar el agua a través de las juntas de un depósito de roca, se puede permitir que fluya libremente hacia pozos de drenaje, túneles, etc., ya que estos materiales tienen suficiente cohesión para resistir la erosión del agua. Sin embargo, cuando el agua fluye a través de rocas alteradas o suelos, es necesario protegerlas. Esta protección puede lograrse diseñando

adecuadamente un medio filtrante, que permita que el agua escape a través del filtro y que a su vez evite que se erosione el suelo que debe proteger, es decir, que el filtro evite el arrastre de las partículas que constituyen el suelo.

Los filtros que se utilizan con mayor frecuencia están constituidos por agregados naturales, ya que cuando son de buena calidad, tienen una vida útil superior a la de la obra que protegen, son poco comprensibles, fácilmente disponibles en muchas regiones y de bajo costo.

Los filtros deben garantizar una seguridad permanente a la estructura que protegen, y cuando son de material granular es indispensable que tengan una graduación correcta, que no cambien sus propiedades con el tiempo y que se coloquen adecuadamente bajo un estricto control de calidad.



3.7.1. Tipo de filtros para muros. a) Filtro vertical y b) Filtro inclinado