

5. MUROS DE RETENCION

5.1 Introducción

Los suelos, así como otros materiales tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo se requiere de algún tipo de muro o soporte que evite el deslizamiento; con este fin se emplean comúnmente los muros de retención o sostenimiento.

Tratándose de muros de poca altura, la práctica consiste en emplear métodos empíricos para determinar el empuje de tierra. Tratándose de muros elevados que constituyen la parte principal de una construcción, se justifica por las economías que resultan, el recurrir a un estudio más completo del suelo y a un análisis más detallado de las cargas.

Los muros de retención o sostenimiento se emplean comúnmente en las carreteras y ferrocarriles, así como en otras propiedades públicas y privadas, con los fines siguientes: (1) resolver problemas de derecho limitado de vía, confinando los taludes dentro de los límites prácticos; (2) proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos; (3) estabilización de taludes muy inclinados en corte o en terraplén; (4) reparación de desperfectos en el lecho del camino; (5) evitar erosión de las márgenes; (6) aleros para estribos y muros de cabecera; (7) plataformas para carga; (8) áreas de estacionamiento; y (9) muros de protección y barricadas.

5.2 Diseño de los muros

Las presiones que obran sobre un muro de sostenimiento tienden a producir su deslizamiento, hundimiento o volteo. La resistencia a la sustentación del terreno que forma el cimiento es importante, como lo es también el carácter del relleno, el cual puede variar desde una grava bien drenada hasta una arcilla muy plástica. La determinación de la magnitud, dirección y punto de aplicación de la presión es un procedimiento laborioso y complicado, para lo cual se recomienda consultar libros sobre el tema.

La cimentación adecuada se necesita para el comportamiento satisfactorio de un muro de sostenimiento. La mayor parte de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por otra parte, los suelos de grano grueso proporcionan base y relleno estables.

Debe evitarse el relleno hecho de suelos arcillosos, o los que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen filtraciones en los taludes. La arcilla dura en terrones grandes no debe usarse como relleno, a menos que puedan evitarse las filtraciones del agua de la superficie al material de relleno. El drenaje adecuado siempre es importante ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y es esencial donde quiera que se encuentren taludes con estratos conductores de agua.

5.2.1 Cálculo del empuje

Para determinar el valor del empuje se utiliza el método de Coulomb, que se basa en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable, ver fig 1.1, sobre la que actúa el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana y eventualmente la cohesión del suelo. Para el caso particular de muros formados con gaviones se omite el empuje hidrostático por ser la estructura permeable.

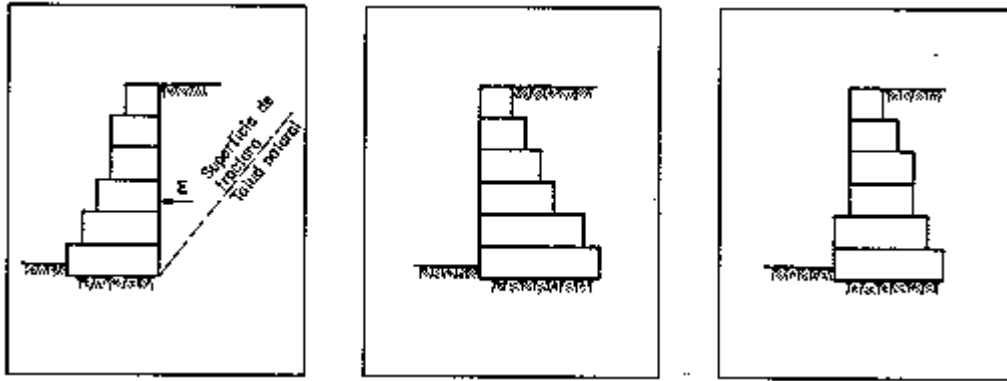


fig 1.1 Disposición de muros de contención formados con gavion

En el caso de un muro con paramento vertical interno la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro, ver fig 1.2a. En el caso del muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro, ver fig 1.2b. Quedando así determinado el ángulo Beta formado por el plano de empuje y la horizontal.

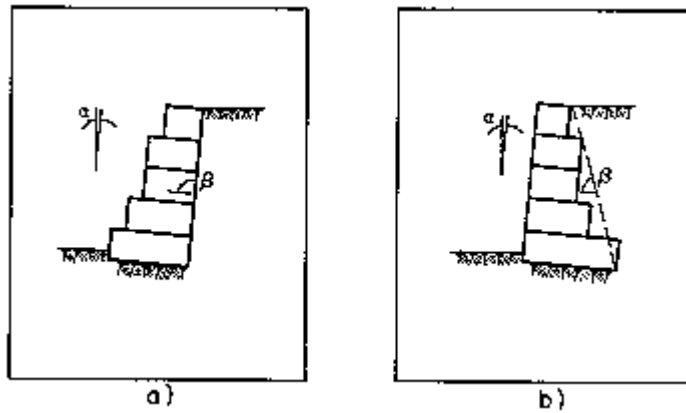


Fig 1.2 Muros de contención , plano de empuje

El empuje activo en el muro de retención está determinado por la expresión

$$E_a = 1/2 K_a \gamma_s H^2 \quad (5.1)$$

$$H = [h + (B - a) \tan \alpha] \cos \alpha \quad (5.2)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)}} \right)^2} \quad (5.3)$$

donde

- E_a empuje activo, en Ton/m
- K_a coeficiente de empuje activo
- γ_s peso específico del suelo, en Ton/m
- H altura donde actúa el empuje, en m
- h altura del muro, ver fig 1.3, en m

B base del muro despreciando los escalones externos, ver fig 1.3, en m

a ancho del muro en la corona, ver fig 1.3, en m

α inclinación del muro con la vertical, ver fig 1.2, en grados

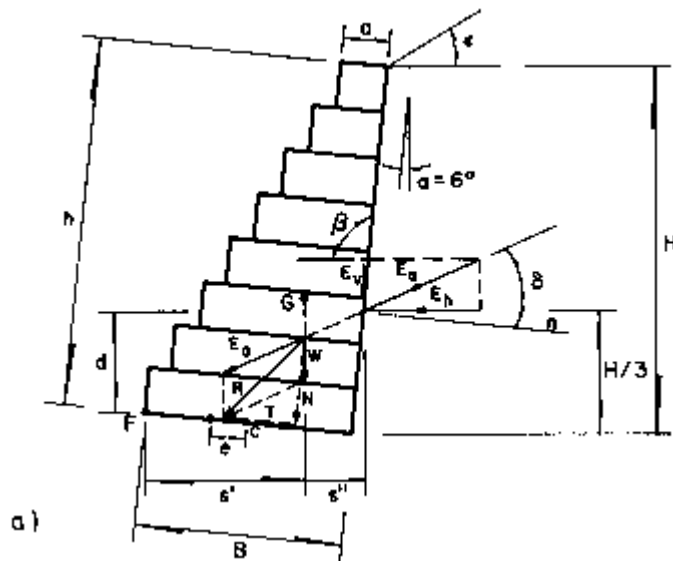
β ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal, ver fig 1.2, en grados

φ ángulo de fricción interna del material.

δ ángulo de fricción entre muro y terreno, en grados; en muros de gaviones se puede suponer $\delta = \varphi$. Si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9 \varphi$.

ε ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, ver fig 1.3, en grados

C cohesión, en Ton/m



En el diseño de los muros es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad, para evitar el fracaso de la estructura, debiéndose de calcular lo siguiente

- a. La seguridad al deslizamiento
- b. La seguridad al volteamiento
- c. La carga sobre el terreno
- d. La seguridad de falla global

Se recomienda inclinar al muro contra el suelo con un ángulo $\alpha = 6^\circ$ que puede llegar a valer 10° , ya que con esto el valor de K_a disminuye

5.2.2.1 Deslizamiento

En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar

$$E_v = E_a \text{ sen } (90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6a)$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6b)$$

donde

E_v componente vertical del empuje activo E_a , en Ton/m

E_h componente horizontal del empuje activo E_a , en Ton/m

El coeficiente de deslizamiento C_D , que debe ser mayor ó igual que 1.5, esta dado

$$C_D = \frac{(W + E_v) \text{ Cos } \alpha + E_h \text{ sen } \alpha \text{ tan } \phi + (W + E_v) \text{ sen } \alpha + C B}{E_h \text{ cos } \alpha} \quad (5.7)$$

donde

W peso propio de la estructura, ver fig 1.3, en Ton/m

α inclinación del muro con la vertical, en grados, ver fig 1.3

B ancho de la base del muro despreciando los escalones externos, en grados, ver fig 5.3

C cohesión, en Ton/m

El peso propio W de la estructura, depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n) de 0.3, es decir, del 30%. El peso específico del gavión γ_g sería

$$\gamma_g = \gamma_{s'} (1 - n) \quad (5.8)$$

donde

γ_g peso específico de los gaviones, en Ton/m

$\gamma_{s'}$ peso específico de la roca de relleno, en Ton/m

n porcentaje de vacíos, su valor promedio es de 0.3

Los componentes vertical y horizontal de empuje activo, ver figs 1.3, toman los valores dados por las ecs 1.6a y b.

En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo gavión, es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos, en estos valores interviene la cohesión y si esta no influye los valores serán menores, y de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión. Por seguridad se adopta $\tan \phi$ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo

1.2.2.2 Volteo

Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo se llega a

$$M_v = E_h d \quad (5.9)$$

$$M_r = W S' + E S' \quad (5.10)$$

$$S' = B \cos \alpha - H / 3 (H + 3h_s / H + 2h_g) 1 / \tan \beta \quad (5.11)$$

$$S' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha \quad (5.12)$$

donde

S' distancia horizontal entre el punto de volteamiento F (ver fig 1.3) y el punto de aplicación del empuje activo

S' distancia horizontal entre el punto de volteamiento F (ver fig 1.3) y el punto de aplicación del empuje activo

X_g, Y_g coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordinando cuyo origen coincide con el punto F (ver fig 1.3)

En ningún caso el momento de volteo, M_v , producido por las fuerzas desestabilizantes, debe ser mayor que el momento resistente, M_r , producido por las estabilizantes.

El coeficiente de volteo C_v será mayor o igual que 1.5, es decir

$$C_v = M_r / M_v > 1.5 \quad (5.13)$$

5.2.2.3 Carga sobre el terreno

Al suponer que exista una distribución lineal de esfuerzos sobre el terreno, no se debe admitir fatigas mayores que las estipuladas como de trabajo del terreno. Cuando la resultante cae dentro del núcleo central de la base, los esfuerzos resultantes, obtenidos por la aplicación de la fórmula de la escuadría, están dados por

$$\sigma_1 = N / B (1 + 6e / B)$$

$$\sigma_2 = N / B (1 - 6e / B)$$

para el caso de $e < B / 6$

donde

N resultante de las fuerzas normales en la base del muro (figs 1.3) e igual a

$$N = (W + E_v) \cos a + E_h \operatorname{sen} a \quad (5.14a)$$

e excentricidad (ver fig 1.3), en m; esta dada por

$$e = B / 2 - (M_r - M_v / N) \quad (5.14b)$$

σ_1, σ_2 esfuerzos de trabajo.

Sí la resultante cae fuera del núcleo central, se reduce la sección de trabajo de la base, como puede acontecer en los muros con gaviones por su alta flexibilidad; la excentricidad real valdrá en este caso

$$e' = B / 2 - e \quad (5.15)$$

para $e > B/6$ los esfuerzos de trabajo σ_1 y σ_2 , en Ton/m, están dados por

$$\sigma_1 = 2 N / 3 e' \quad (5.16)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 (B - 3 e' / 3 e') \quad (5.17)$$

se recomienda que $\sigma_2 < 2$ Ton/m en tensión y σ_1 no debe sobrepasar a la tensión admisible del terreno.

5.2.2.4 Verificación en secciones intermedias

En el muro de retención es necesario verificar su estabilidad en secciones intermedias, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo, y como desestabilizantes, el componente horizontal del empuje activo hasta la sección de análisis, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial, se obtienen con

donde

$$\sigma_{\max} = N / 0.8 X \quad (5.18)$$

$$\tau_{\max} = T / B$$

σ_{\max} esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis

τ_{max} tensión tangencial en la sección de análisis

N resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis, ver fig 1.4

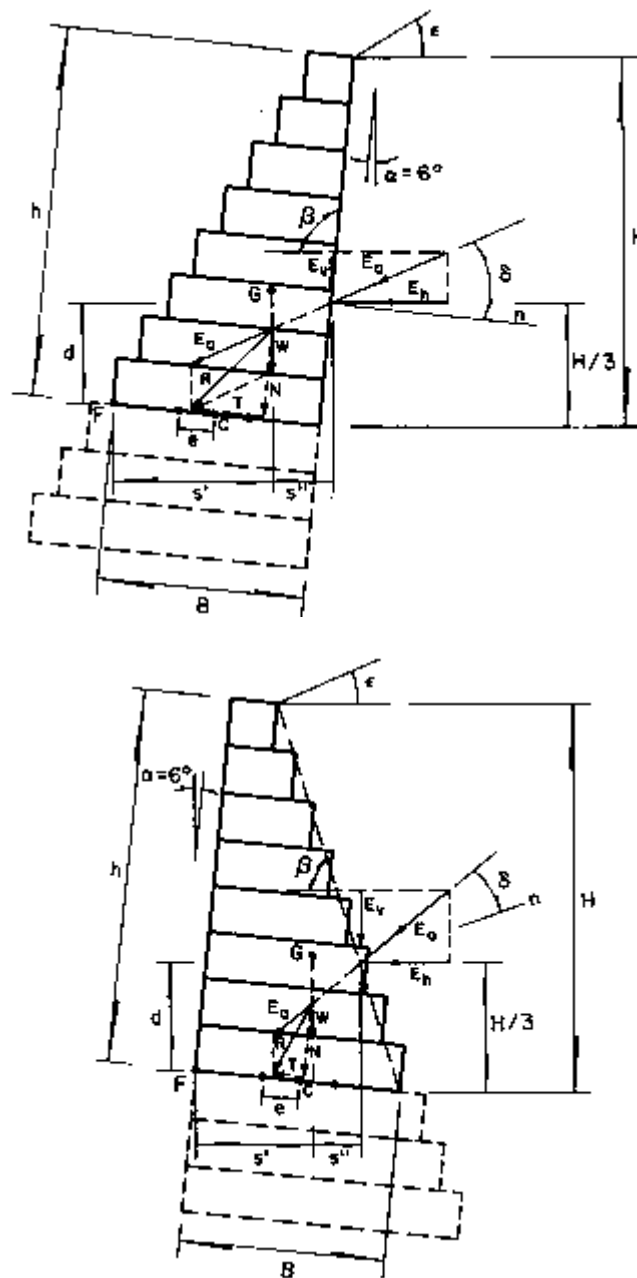


fig 1.4 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de contención , para una sección intermedia

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha \quad (5. 18 a)$$

T resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis, ver fig 1.4

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha \quad (5.18b)$$

X ancho de la sección que está trabajando a la compresión, ver fig 1.4

$$X = 0.5B - e / 0.4$$

B ancho de la base de la sección de análisis, ver fig 1.4

e excentricidad de la resultante, ver fig 1.4, en la sección de análisis

$$e = B / 2 - M / N \quad (5.18d)$$

M momento actuante en la sección de análisis, que toma en cuenta el momento resistente M_r , ver ec 5.10, y el volteante M_v , ver ec 5.9

$$M = M_r - M_v \quad (5.18e)$$

Los valores de σ_{\max} y τ_{\max} no deben de exceder los valores admisibles, dados por

$$\sigma_{\text{adm}} = 50 \gamma_G - 30 \quad (5.19)$$

$$\tau_{\text{adm}} = N / B \tan \varphi^* + C_g$$

donde

σ_{adm} esfuerzo normal admisible, en Ton/m^2

τ_{adm} tensión tangencial admisible, en Ton/m^2

γ_G peso específico de los gaviones, ver ec 5.8, en Ton/m^3

φ^* ángulo de fricción interna de los gaviones, en grados

$$\varphi^* = 25 \gamma_G - 10 \quad (5.19a)$$

C_g cohesión (agarre) del gavión, en Ton/m^2

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05)$$

(5.19b)

P_u peso de la red metálica, en kgf/m^3 ; para gaviones de tipo estándar vale entre 8.6 y 12 kgf/m^3 , para alturas del gavión h de 1.0 a 0.5 m, respectivamente. En muros de gran altura conviene colocar gaviones de 0.5 m en su tercio inferior.

5.2.2.5 Seguridad de falla global

La inestabilidad de un muro de retención formado con gaviones puede darse para una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica, ver fig 1.4 Por consiguiente, se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica, usando para ello, por ejemplo, el método de las fajas (Fellenius), Bishop, etc. Otro método simplificado aproxima la superficie de rotura a una recta. Para el detalle de tales procedimientos se recomienda consultar literaturas específicas.

5.2.3 Recomendaciones de diseño

Alguna de las ventajas de los muros con gavión son, por ejemplo, su construcción es rápida, son permeables y por tanto proporcionan un buen drenaje, son flexibles, resisten los asentamientos diferenciales sin romperse, y son relativamente económicos.

Los muros de gaviones se construyen en capas, como se hace con la mampostería, por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo de tamaño grande y flexible.

El muro puede ser de pared lisa o escalonada, ver fig 1.1, la selección de cualquiera de estas dos formas depende del criterio del proyectista, y de la práctica se ha encontrado que el escalonado es más fácil de construir cuando la altura del muro sea mayor de los 3 m.

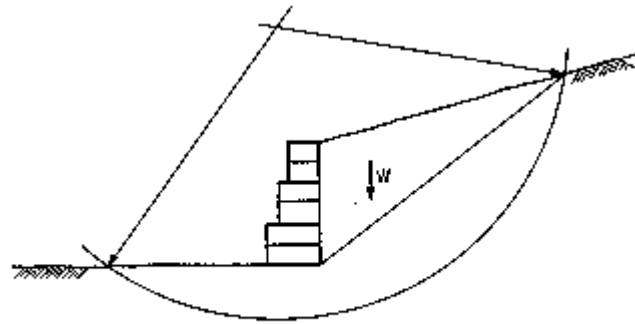
Para muros de gran altura se pueden tener escalones a ambos lados en la parte inferior de ellos, ver fig 1.1. Los muros con paramento vertical externo, en ocasiones, son preferidos por motivos funcionales o estéticos, sin embargo desde el punto de vista estético en general, puede decirse que son más adecuado los muros con escalones externos y se recomienda su uso cuando ellos tienen una altura grande y se les debe dar una inclinación $\alpha = 6$ contra el relleno, ver fig 1.2.

La superficie de empuje del terreno, en el caso de muros hechos con gaviones, corresponde al paramento interno del muro, pero si dicho paramento es escalonado se considera como superficie de empuje la línea punteada de la fig 1.2 y con ella se calcula el ángulo β .

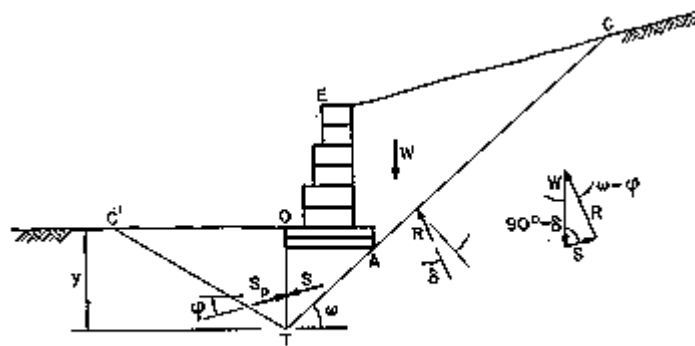
El peso específico unitario de un gavión es función del tamaño y forma del material de relleno, de la manera como se coloca dicho material (mecánica o manual) y de la gravedad específica del material empleado, S_s .

El material con el que se llena el gavión tiene un diámetro que varía entre los 10 y 20 cms esto ayuda a que se trabaje adecuadamente con equipo mecánico y se obtiene un buen acomodamiento al vaciarlo dentro de las canastas. De pruebas realizadas con materiales de diferentes formas y tamaños se ha encontrado que al utilizar una porosidad del 30 en el cálculo del peso específico unitario de un gavión lleno da buenos resultados. Con ayuda de la fig 1.5 se obtiene el peso específico

unitario en función de la gravedad específica, en esa misma figura también aparecen los valores usuales de S_g para diferentes tipos de material.



a) Falla circular



b) Falla recta

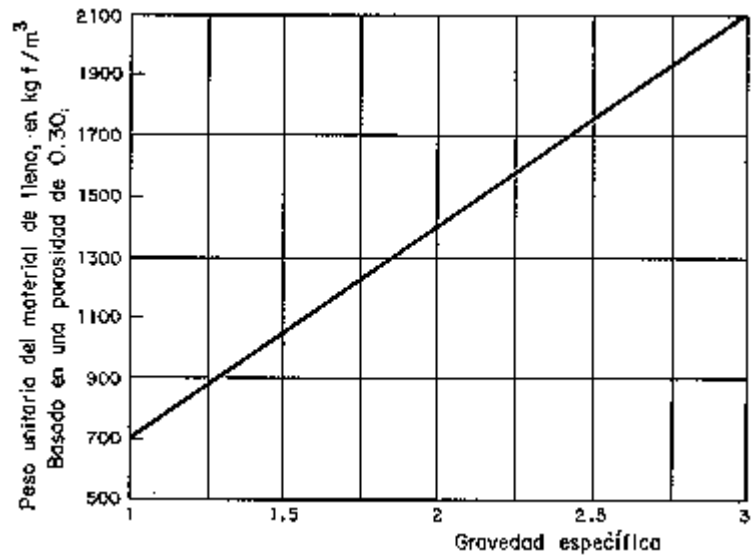
Fig 1.5 Esquema para la verificación de la falla global

El coeficiente de fricción f que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el material del suelo penetra dentro de los huecos que dejan las piedras que forman el gavión, por este motivo la fricción se efectúa entre las partículas del suelo y no entre estas y el gavión. Esto último puede comprobarse revisando la parte inferior de un muro que se ha volcado a propósito.

Sí el muro está colocado sobre un suelo cohesivo como es, por ejemplo, la arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base a la cohesión de la arcilla. Si se tiene una arcilla muy dura se recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llenarla hasta una altura de 15 cms con grava limpia, que tenga aproximadamente 7 cms de diámetro, bien compactada.

Para muros de gaviones que van a sostener taludes formados con arcilla se necesitan construir un sistema de contrafuertes formados con gaviones. La separación entre contrafuertes es función del tipo de suelo, humedad y cohesión, y se puede conocer con ayuda de la tabla siguiente (ref 3)

Tipo de Suelo	Humedad % en %	Cohesión en Kg/cm²	Separación entre contra fuertes, en m.
Arcilla muy blanda	40	21	4
Arcilla blanda	35	28	5
Arcilla Semidura	33-30	42-56	6-7
Arcilla dura	27-25	70-106	8-9

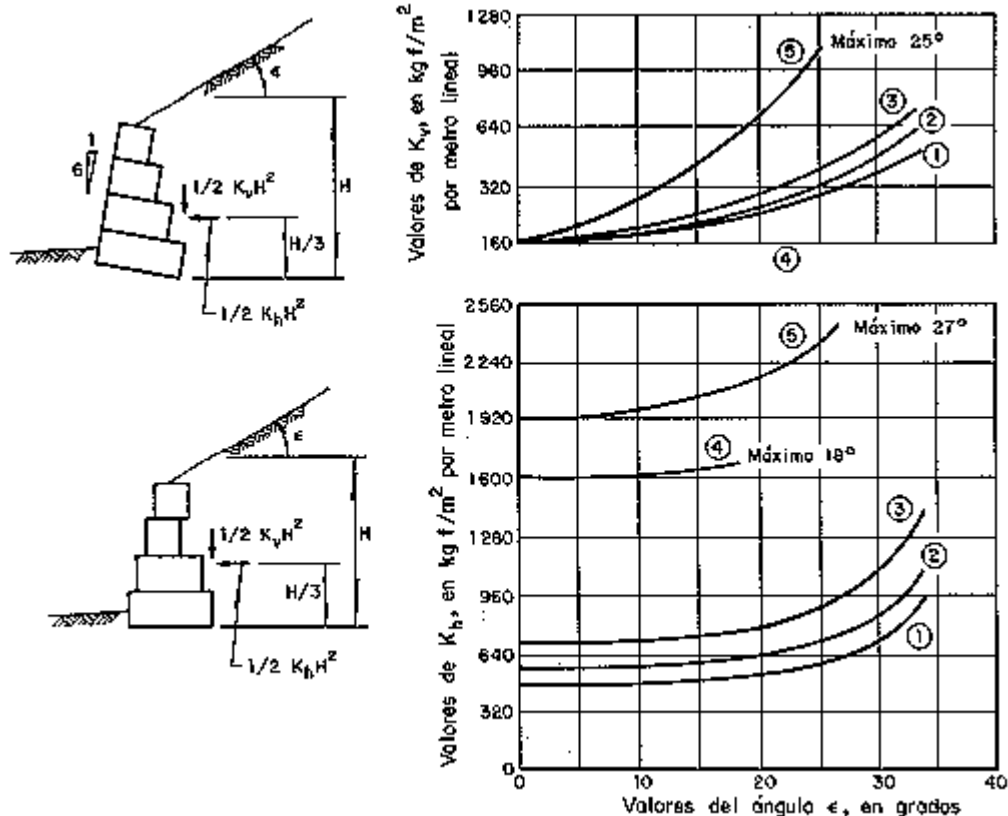


Gravedad específica de materiales comunes	
Basalto	3.0
Ladrillo	2.0
Concreto partido	2.4
Granito	2.7
Piedra caliza	2.5
Areniscas	2.2
Andesitas	2.7

fig 1.6 Peso unitario del material de relleno para el diseño de gaviones

El inicio de los contrafuertes va desde la cara exterior del muro hasta un punto que esta localizado al menos 2 m dentro de la línea de falla del talud.

Los contrafuertes ayudan a disminuir el empuje hidrostático al estar drenando al material. En el diseño de un muro de contención hasta una altura que no sobrepase los 6 m el cálculo del empuje de tierra no debe hacerse de una manera muy precisa y más bien se recomienda que ello se haga con métodos semiempíricos. En la fig 1.7 se presenta una manera de calcular en forma gráfica estos empujes. De igual manera que se hace para otros tipos de muro la cimentación debe hacerse por debajo de la línea de falla esto se recomienda cuando el suelo este formado por arenas o por arcillas arenosas.



- ① Arena limpia o grava GW, GP, SW, SP*
- ② Arena o grava sucia de baja permeabilidad: GM, GM-GP, SM, SM, SM-SP*
- ③ Limos y arcillas residuales duras, arena fina limosa: CL, ML, CH, MH, SM, SC, GC*
- ④ Arcilla blanda o muy blanda, arcilla limosa, limos orgánicos: CL, ML, OL, CH, MH, OH*
- ⑤ Arcilla compacta o medianamente compactada, depositada en trozos y protegida contra la infiltración: CL, CH*

Para los materiales del tipo ① los cálculos se efectúan con un valor de $H=1.20\text{m}$ menor que el real. La resultante se considera aplicada a una altura $(H-1.20)$ por encima de la base
 * Ver tabla 5.5 tipos de suelo

fig 1.7 Empuje de terreno para el diseño de muros de contención

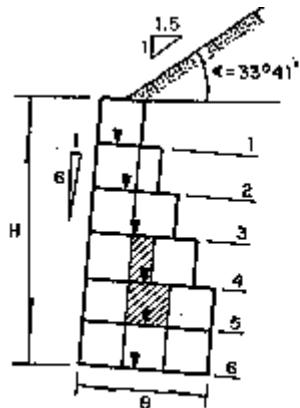
Para los suelos tipo 1 y 2, que aparecen en la fig 1.9, se proponen usar las figs 1.8 y 1.9 para dimensionar los muros que ayudarán a sostener dicho tipo de suelos. Se uso un peso específico unitario del gavión igual a 1760 kg/m^3 y el material de llenado también tiene dicho peso, sí

el material que se use para llenar las canastas no tiene este peso las figs 1.8 y 1.9 no pueden utilizarse.

Estos muros se diseñaron para que la resultante de las fuerzas cayera dentro del tercio medio de la base, y el factor de seguridad contra el volteo tiene un valor mínimo de 2. La seguridad contra el volteo se tiene cuando la presión sobre el suelo que esta bajo la base no excede a la capacidad de soporte de dicho suelo. Los muros de las figs 1.8 y 1.9 son seguros para suelos que tienen una capacidad de carga de 10 Ton/m^2

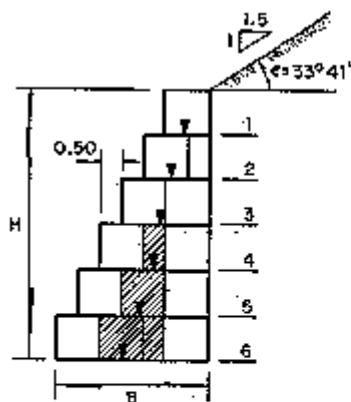
En la tabla 5.5 se muestran los valores de capacidad de carga para diferentes tipos de suelo, si la presión calculada es mayor que la capacidad de carga se tiene que ampliar el área de la base.

Las tablas que se muestran en las figs 1.8 y 1.9 proporcionan las dimensiones para muros que están contruidos en capas de 1 m de altura; para alturas intermedias se obtienen reduciendo el espesor de la base a la mitad (0.5 m) o bien disminuyendo la altura del nivel superior hasta los 0.3 m; sí se hace un muro con pared interior escalonada el gavión que se coloca en la cimentación del muro no puede tener un espesor menor a 0.5 m debido a que los gaviones delgados son muy flexibles y como consecuencia de ello son malos para transmitir las cargas.



No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

a) Pared exterior con talud



No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3.5	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

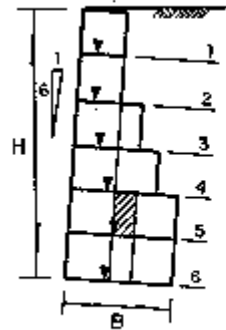
b) Pared exterior escalonada

Notas

∇ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierras

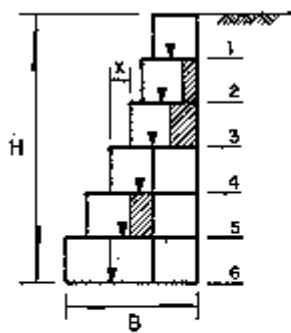
Estos diseños son para suelos tipos ① y ②

fig 1.8 Diseño de muros de contención



a) Pared exterior con talud 1:6

No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1	
3	3	1.5	
4	4	2	
5	5	2.5	
6	6	2.5	La porción sombreada en el nivel 5 no requiere canasta



b) Pared exterior escalonada

No. de niveles	H (m)	B (m)	x	Notas
1	1	1.0		
2	2	1.3	0.30	
3	3	1.6	0.30	La porción sombreada en el nivel 2 no requiere canasta.
4	4	2.0	0.40	Las porciones sombreadas en los niveles 2 y 3 no requieren canasta
5	5	2.5	0.50	Usar contrafuertes $c/3m$ en el nivel 4. Ver notas nivel 4
6	6	3.0	0.50	Ver notas para los niveles 4 y 5

Notas

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierras

Estos diseños son para suelos tipos ① y ②

fig 1.9 Diseño de muros de contención

Mendoza (1992) recomienda que para reducir o evitar la migración del material retenido tras el muro se debe colocar un geotextil como interfase entre ellos y cuando el muro sea inclinado él sugiere utilizar un talud de 1 H a 10 V.

5.3 Aplicación

Verificar la estabilidad de un muro de retención de gaviones, siendo el peso específico de la piedra de relleno de los gaviones de 2.43 Ton/m y las características del terreno $\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}$, $\phi = 30^\circ$ y $C = 0 \text{ Ton/m}$. El suelo de la base es una arcilla arenosa con una capacidad de carga de 2 kg/cm y $\phi = 27^\circ$. El muro tiene una inclinación contra el terreno de 6° , teniendo una altura total medida paralelamente a la cara externa del mismo de 4.0 m. El talud sobre el muro es horizontal y sobre el mismo actúa una sobrecarga de 3.0 Ton/m.

a. Cálculo del empuje

De la fig. $h = 4.0 \text{ m}$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $a = 1.0 \text{ m}$ (dato), el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal vale

$$\beta = (\tan^{-1} (h / B - a)) + \alpha = 69.45$$

siempre y cuando los escalones estén hacia dentro, en caso de escalones externos

$$\beta = 90 + \alpha$$

Para $\phi = 30^\circ$ (dato), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\epsilon = 0$ (dato), sustituyendo valores

$$K_a = 0.51$$

De la ec 1.2 la altura H es igual a

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$$h = 4.0 \text{ m (dato)}, B = 3.0 \text{ m (dato)}, \alpha = 6^\circ \text{ (dato)}, a = 1.0 \text{ m (dato)};$$

$$H = [4.0 + (3.0 + 1.0) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.40 \text{ m}$$

De la ec 1.3a de h_s y de la 5.4 el empuje E_a

$q = 3.0 \text{ Ton/m}$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}$ (dato), $K_a = 0.51$ (calculado), $H = 4.40$ (calculado), $C = 0 \text{ Ton/m}$ (dato) sustituyendo valores

$$h_s = 1.67 \text{ m}$$

$$E = 15.56 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.5 el punto de aplicación 'd' es igual a

$H = 4.40 \text{ m}$ (calculado), $h = 1.67 \text{ m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo

$$d = 1.47 \text{ m}$$

b. Estabilidad del muro

b.1 Verificación de la seguridad al deslizamiento

De las ecs 1.6, los componentes vertical y horizontal de E_a valen

$E_a = 15.56 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\delta = 30$ (dato), $\beta = 69.45$ (calculado);
sustituyendo valores

$$E_v = 15.56 \sin (90 + 30 - 69.45) = 12.02 \text{ Ton/m}$$

$$E_h = 15.56 \cos (90 + 30 - 69.45) = 9.89 \text{ Ton/m}$$

De la ec 1.8, el peso específico de los gaviones vale

$\gamma_s' = 2.43 \text{ Ton/m}$ (dato), $n = 0.30$ (especificación); sustituyendo
estos valores se tiene que

$$\gamma_g = 2.43 (1 - 0.30) = 1.70 \text{ Ton/m}$$

El peso del muro de retención, por unidad de ancho vale

$$W = [\text{área de la sección del muro}] \gamma_g$$

área de la sección = 7.5 m (calculada), $\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}$
(calculado); sustituyendo valores se llega a

$$W = 7.5 (1.70) = 12.75 \text{ Ton/m}$$

De la ec 1.7, el coeficiente de deslizamiento es igual a

$$W = 12.75 \text{ Ton/m (calculado)}, E_v = 12.02 \text{ Ton/m (calculado)},$$

$$E_h = 9.89 \text{ Ton/m (calculado)}, \alpha = 6 \text{ (dato)}, \varphi = 30 \text{ (dato)},$$

$$C = 0 \text{ Ton/m (dato)}, B = 3.0 \text{ m (dato)}; \text{ sustituyendo valores}$$

$$C_D = 1.77$$

Como se observa el valor de C_D es mayor que 1.5 por lo tanto se cumple
la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de
retención.

b.2 Verificación de la seguridad al volteamiento

De la ec 1.9, el momento de volteo es igual a

$$M_v = E_h d$$

$$E_h = 9.89 \text{ Ton/m (calculado)}, d = 1.47 \text{ (calculado)}; \text{ sustituyendo valores se llega a}$$

$$M_v = 9.89 (1.47) = 14.52 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteamiento F y el punto de aplicación del empuje
activo vale

$B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6$ (dato), $H = 4.40 \text{ m}$ (calculado), $h = 1.67 \text{ m}$ (calculado) y $\beta = 69.45$ (calculado);
sustituyendo valores

$$S' = 2.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$X_g = 1.08 \text{ m}$, $Y_g = 1.56 \text{ m}$, $\alpha = 6$ (dato), sustituyendo los datos

$$S' = 1.24 \text{ m}$$

De la ec 1.10, el momento resistente

$$M_r = W S' + E S'$$

$W = 12.75 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S' = 1.24 \text{ m}$ (calculado), $E = 12.02 \text{ Ton/m}$ (calculado),
 $S' = 2.32 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo

$$M_r = 44.45 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 1.13, el coeficiente de volteamiento es igual a

$$C_v = M_r / M_v > 1.5$$

$M_r = 44.45 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_v = 14.52 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), sustituyendo los datos anteriores

$$C_v = 3.06 > 1.5$$

Como el valor de C_v calculado es mayor de 1.5, por tanto, el muro de retención no se volteará.

b.3 Verificación de las tensiones en el suelo

De la ec 1.14a, la resultante de las fuerzas normales vale

$W = 12.75 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 12.02 \text{ Ton/m}$ (calculado),
 $\alpha = 6$ (dato), $E_h = 9.89 \text{ Ton/m}$ (calculado); sustituyendo valores se tiene que

$$N = 25.67 \text{ Ton/m}$$

Por otra parte de la ec 1.14b, la excentricidad de la resultante es igual

$B = 3.0$ (dato), $M_r = 44.45 \text{ Ton-m/m}$ (calculado); $M_v = 14.52 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $N = 25.67 \text{ Ton/m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$e = 0.33 \text{ m}$$

De acuerdo con este resultado la resultante cae dentro del núcleo central, es decir se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que $e < B/6$, por tanto se tiene que $0.33 < 0.5 \text{ m}$

De la ec 1.14, los esfuerzos resultantes valen

$N = 25.67 \text{ Ton/m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $e = 0.33 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$\sigma_1 = 14.27 = 1.427 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_2 = 2.84 = 0.284 \text{ kg/cm}$$

Ambos valores son menores al permisible de 2 kg/cm (dato) y tangencial admisibles.

b.4 Verificación de una sección intermedia

Como ejemplo ilustrativo se verificará la sección que se presenta despreciando el gavión de la base

De la fig 1.11, el ángulo formado por el plano del empuje y la horizontal está dado por

$$\beta = (\tan^{-1} (h / B - a)) + \alpha$$

$h = 3.0$ m (dato), $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6$ (datos) sustituyendo

$$\beta = (\tan^{-1} (3 / 2 - 1)) + 6 = 77.565$$

De la ec 5.3, el coeficiente de empuje activo es igual a

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) (1 + \sqrt{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \epsilon) / \text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \epsilon)})^2}$$

$\varphi = 30$ grados (dato), $\delta = 30$ grados (dato), $\epsilon = 0$ (dato), $\beta = 77.565$ grados (calculado); sustituyendo valores se tiene que

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (77.565 + 30)}{\text{sen}^2 77.565 \text{sen}(77.565 - 30) (1 + \sqrt{\text{sen}(30 + 30) \text{sen}(30 - 0) / \text{sen}(77.565 - 30) \text{sen}(77.565 + 0)})^2}$$
$$K_a = 0.410$$

De la ec 5.2 , la altura H vale

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$h = 3.0$ m(dato), $B = 2.0$ m(dato), $\alpha = 6$ (dato), $a = 1.0$ m(dato);

$$H = [3.0 + (2.0 + 1.0) \tan 6] \cos 6 = 3.29 \text{ m}$$

De la ec 5.4 el empuje E_a vale

$$E = 1/2 K_a \gamma_s H^2 (1 + 2h_s / H) - 2 K_a^{1/2} C$$

1.667 m

Con $q = 3.0 \text{ Ton/m}^2$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3$ (dato), se tiene que

$$h_s = 3.0 / 1.8 = 1.667 \text{ m}$$

$h = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $K = 0.410$ (calculado), $\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $C = 0 \text{ Ton/m}^2$ (dato); sustituyendo valores

$$E_a = 8.04 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.5, el punto de aplicación d vale

$$d = H / 3 (H + 3h_s / H + 2h_s) - B \text{ sen } \alpha$$

$h = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6 \text{ grados}$ (dato); sustituyendo valores

$$d = 3.29 / 3 (3.29 + 3(1.667) / 3.29 + 2(1.667)) - 2 \text{ sen } 6 = 1.16 \text{ m}$$

De la ec 5.6 los componentes vertical y horizontal de E_a son

$$E_v = E_a \text{ sen } (90 + (\varphi - \beta))$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90 + (\varphi - \beta))$$

$E_a = 8.04 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\varphi = 30 \text{ grados}$ (dato), $\beta = 77.565 \text{ grados}$ (calculado), sustituyendo

$$E_v = 8.04 \text{ sen } (90 + 30 - 77.565) = 5.42 \text{ Ton/m}$$

$$E_h = 8.04 \text{ cos } (90 + 30 - 77.565) = 5.93 \text{ Ton/m}$$

De la fig , 1.10 y 1.11 el peso del muro de retención, por unidad de ancho vale

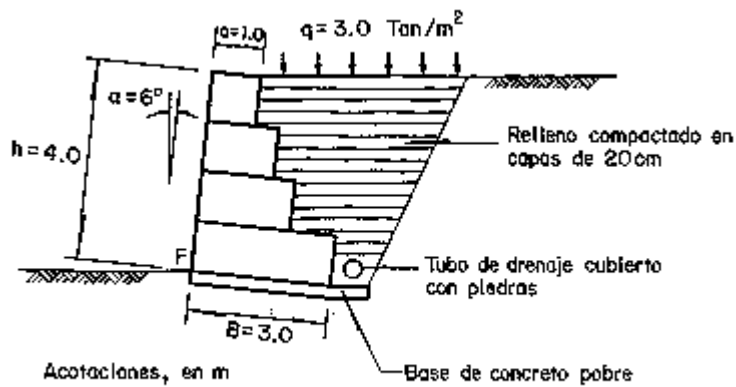


fig , 1.10 Sección transversal del muro de contención

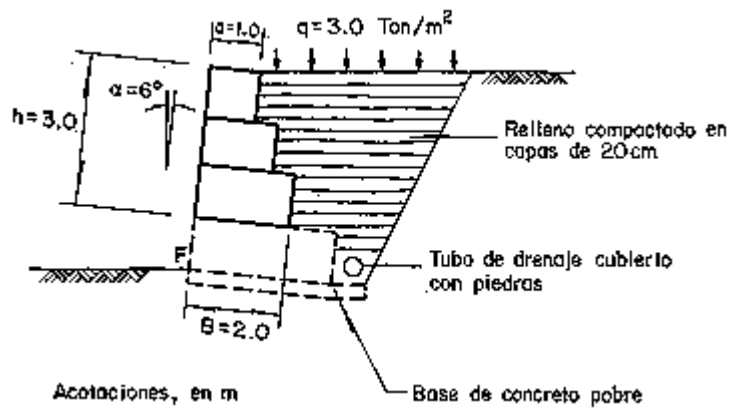


fig , 1.11 Sección intermedia del muro de contención

$$W = [\text{área de la sección del muro}] \gamma_g$$

área de la sección = 4.5 m^2 (calculado), $\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado); sustituyendo valores

$$W = 4.5(1.70) = 7.65 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.7 el coeficiente de deslizamiento vale

$$C_D = \frac{(W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha \tan \phi + (W + E_v) \sin \alpha + C B}{E_h \cos \alpha} \quad (5.7)$$

$W = 7.56 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6$ grados (dato), $\phi = 30$ grados (dato), $C = 0 \text{ Ton/m}^2$ (dato); sustituyendo

$$C_D = 1.55 > 1.5$$

cumple con la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención ya que $C_D > 1.5$.

De la ec 5.9 el momento de volteo es igual a

$$M_v = E_h d$$

$E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $d = 1.16 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$M_v = 5.93 (1.16) = 6.88 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteamiento F y el punto de aplicación del empuje activo vale

$$S' = B \cos \alpha - H / 3 (H + 3h_s / H + 2h_s) 1 / \tan \beta$$

$B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6 \text{ grados}$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $\beta = 77.565$ (calculado); sustituyendo valores

$$S' = 1.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

$X_g = 0.92$ $Y_g = 1.21 \text{ m}$ (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6 \text{ grados}$ (dato); sustituyendo valores

$$S'' = 0.92 \cos 6 + 1.21 \sin 6 = 1.04 \text{ m}$$

De la ec 5.10 el momento resistente

$$M_r = W S' + \bar{E} S''$$

$W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S' = 1.04 \text{ m}$ (calculado), $\bar{E} = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S'' = 1.32 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$M_r = 7.65 (1.04) + 5.42 (1.32) = 15.11 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.13 el coeficiente de volteamiento está dado por

$$C_v = M_r / M_v \geq 1.5$$

$M_r = 15.11 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_v = 6.88 \text{ Ton-m/m}$ (valor calculado); sustituyendo valores

$$C_v = 15.11 / 6.88 = 2.19 > 1.5$$

Con este resultado se concluye que el muro de retención no se volteará

De la ec 5.14a la resultante de las fuerzas normales vale

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

$W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6 \text{ grados}$ (dato); sustituyendo valores

$$N = (7.65 + 5.42) \cos 60 + 5.93 \sin 60 = 13.61 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.18e el momento actuante en la sección de análisis es igual a

$$M = M_r - M_v$$

$M_v = 6.88 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_r = 15.11 \text{ Ton-m/m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$M = 15.11 - 6.88 = 8.23 \text{ Ton - m/m}$$

De la ec 5.18d la excentricidad de la resultante vale

$$e = B / 2 - M / N$$

B = 2.0 m (dato), M = 8.23, Ton-m/m (calculado), N = 13.61 Ton /m (calculado); sustituyendo valores

$$e = 2.0 / 2 - 8.23 / 13.61 = 0.39\text{m}$$

De la ec 5.18c el ancho de la sección que está trabajando a la compresión es

$$X = 0.5 B - e / 0.4$$

B = 2.0 m (dato), e = 0.39 m (calculado); sustituyendo valores

$$X = 0.5(2) - 0.39 / 0.4 = 1.525 \text{ m}$$

De la ec 5.18b la resultante de las fuerzas tangenciales es igual a

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \sin \alpha$$

$E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6 \text{ grados}$ (dato); sustituyendo valores

$$T = 5.93 \cos 60 - (7.65 + 5.42) \sin 60 = 4.53 \text{ Ton/m}$$

De las ec 5.19a el ángulo de fricción interna de los gaviones vale

$$\varphi^* = 25 \gamma_g - 10$$

$\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado); sustituyendo valores

$$\varphi^* = 25 (1.70) - 10 = 32.5 \text{ grados}$$

De la ec 5.19b, la cohesión (agarre) del gavión

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05)$$

$P_u = 8.6 \text{ kg/m}^3$ (por especificación); sustituyendo valores

$$C_g = 10[(0.03)(8.6) - 0.051] = 2.08 \text{ Ton/m}^2$$

De las ecs 5.19 el esfuerzo normal y tensión tangencial admisible valen

$$\sigma_{adm} = 50 \gamma_G - 30$$

$$\tau_{adm} = N/B \tan \varphi^* + C_g$$

$\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado), $N = 13.61 \text{ Ton/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\varphi^* = 32.5$ grados (calculado), $C_g = 5.08 \text{ Ton/m}^2$ (calculado); sustituyendo estos datos

$$\sigma_{adm} = 50 (1.70) - 30 = 55 \text{ Ton/m}^2 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 13.61 / 2.0 \tan 32.5 + 2.08 = 6.41 \text{ ton/m}^2 = .641 \text{ kg/cm}^2$$

De las ecs 5. 18 los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial, en la sección de análisis, son iguales a

$$\sigma_{max} = N / 0.8 X < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{rmax} = T / B < \tau_{adm}$$

$N = 13.61 \text{ Ton/m}$ (calculado), $X = 1.525 \text{ m}$ (calculado), $T = 4.53 \text{ Ton/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\sigma_{adm} = 55 \text{ Ton/m}^2$ (calculado), $\tau_{adm} = 6.41 \text{ Ton/m}^2$ (calculado); sustituyendo valores

$$\sigma_{max} = 13.61 / 0.8(1.525) = 25.94 < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{rmax} = 4.53 / 2 = 2.26 < \tau_{adm}$$

Cumple la especificación, es decir, no se exceden los esfuerzos normal y tangencial admisibles

5.4 Referencias

1. Maccaferri Gabioes do Brasil LTDA, "Estructuras flexíveis em gabioes", Brasil.
2. Mendoza, M, "Nociones de Geotecnia", cap 24 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México, 1992
3. Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones Metálicos", Departamento de Antioquía, Colombia.