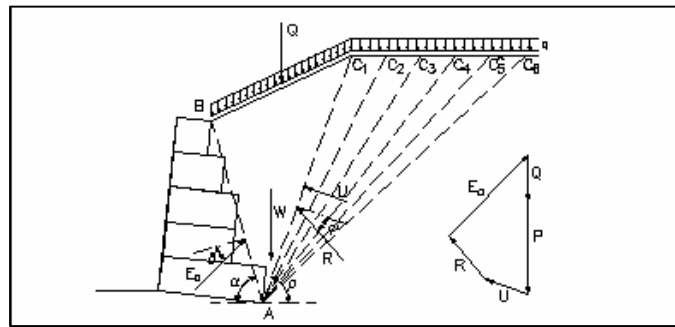


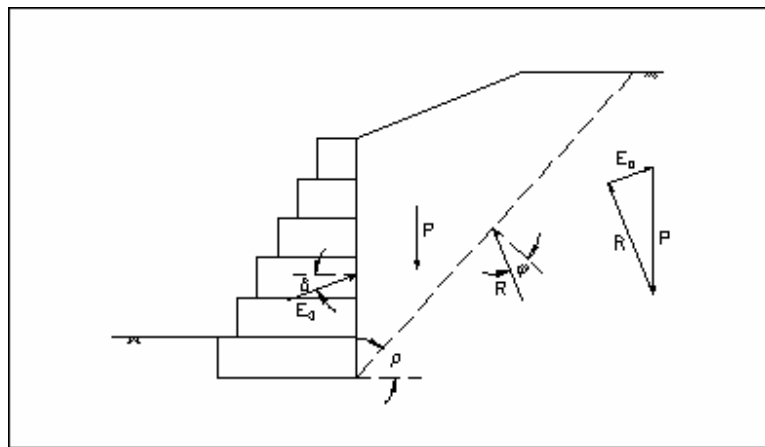
sostenido para que toda la resistencia al corte de este suelo sea desarrollada (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.1**  
**Método del equilibrio límite**



La posición de la superficie de rotura **AB** es desconocida y su determinación consiste en hacer varios tanteos variando la posición del punto **C** y verificando el valor del empuje **E<sub>a</sub>**. La superficie de rotura será entonces aquella que lleva a un valor máximo de **E<sub>a</sub>**. Este método tiene la ventaja de poder analizar una gran variedad de problemas, bastando que se incluyan en el equilibrio las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo de cada situación particular. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña son (Figura 4.2) (Estructuras flexibles en gaviones 1990)

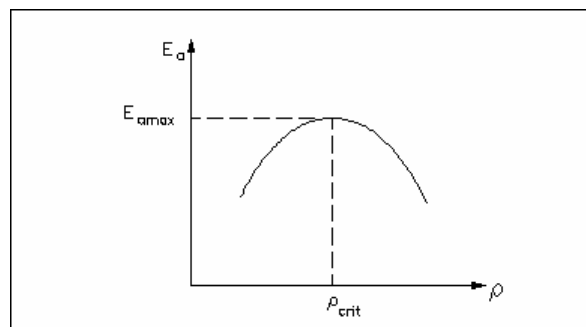
**Figura 4.2**  
**Peso propio de la cuña P**



Peso propio de la cuña **P**, Reacción del macizo **R**, Empuje activo **E<sub>a</sub>**

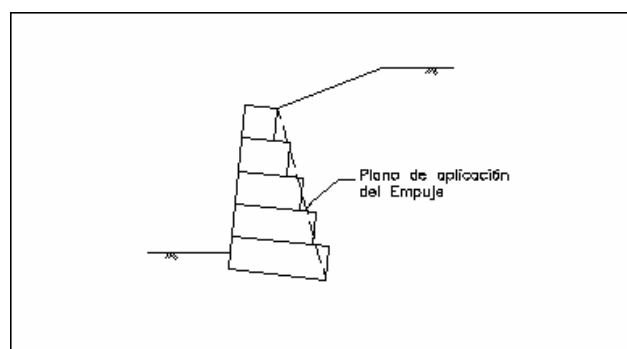
Las direcciones de  $R$  y de  $Ea$  son dadas por el ángulo de fricción interna de suelo  $j$  y por el ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $d$ . Este es tomado como  $d = j$ , a menos que sea prevista la utilización de un filtro geotextil entre el muro y el terraplén. En este caso  $d$  es reducido de acuerdo con lo especificado. Como la dirección del plano de rotura no es conocida, ella es buscada variándose su inclinación  $r$  en relación a la horizontal. La superficie de rotura crítica es entonces aquella que lleva al mayor valor de  $Ea$  (Fig. 4.3) y éste será el empuje utilizado (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.3**  
**Variación de  $Ea$  con  $r$**



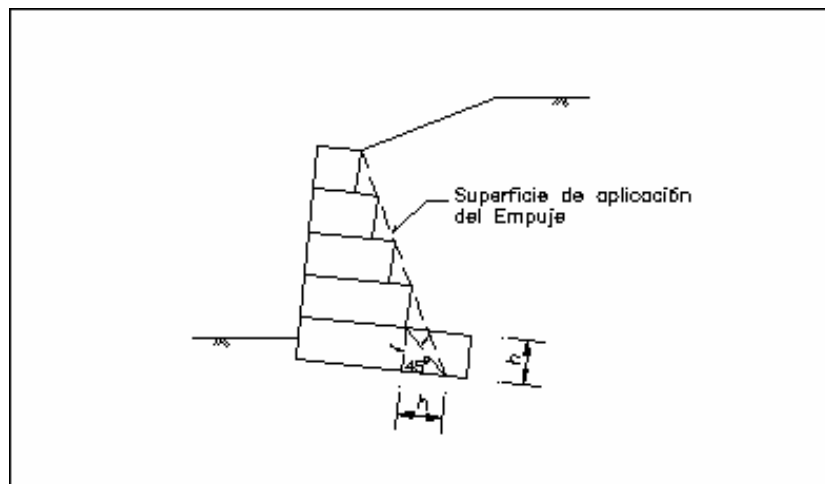
2) Determinación de la superficie de empuje. La superficie de aplicación del empuje activo es aproximada por un plano que pasa por el canto inferior derecho de la base y por el canto superior derecho de la última camada de gaviones (Figura 4.4) (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.4**  
**Superficie de empuje**



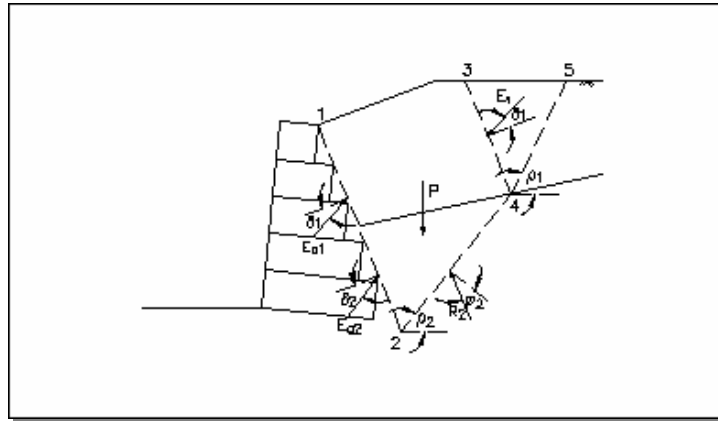
Cuando la base se extiende mas allá de la camada de gaviones inmediatamente superior hacia el interior del terraplén en una longitud superior a su altura, la porción excedente de la base es considerada como un anclaje y el plano de aplicación de ***Ea*** pasará por este punto y no por el canto inferior derecho de la base.(Figura 4.5) (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.5**  
**Base alargada**



3) Terraplén en capas. Como el terraplén puede estar constituido por varias capas de suelos diferentes, es necesario realizar algunas modificaciones en el proceso del equilibrio límite. El método aquí utilizado puede considerarse como una extensión del método anterior. En primer lugar, en vez de considerar que la superficie de rotura está constituida por un suelo plano, se considera que hay varios planos de rotura, formando así más de una cuña de suelo (Lambe y Whitman 1974).

**Figura 4.6**  
**Terraplén con más de un tipo de suelo**



Primeramente se calcula el empuje debido a la camada superior de suelo  $E_{a1}$  utilizando el método del equilibrio límite original. Luego se considera un plano de rotura partiendo del punto 2 con inclinación  $r_2$  hasta encontrar la interface entre las camadas en el punto 4. En este punto se admite que pasa un plano de aplicación del empuje  $E_{a1}$ , y para la determinación de  $E_{a1}$ , nuevamente es aplicado el método del equilibrio límite original (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

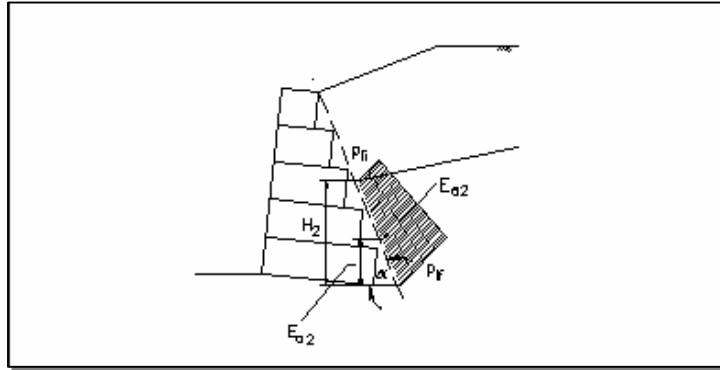
Para la determinación de  $E_{a2}$ , se analiza el equilibrio de fuerzas que actúan sobre la cuña formada por los planos 1-2, 2-4, 4-3 y 3-1. El proceso es repetido para varios valores de la inclinación  $r_2$  para encontrar el máximo valor de  $E_{a2}$ .

El empuje total  $E_a$  que actúan sobre el plano 1-2 será determinado por la suma vectorial de  $E_{a1}$  y  $E_{a2}$  (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

Para la determinación del punto de aplicación del empuje activo total, se adopta la hipótesis de que la presión lateral del suelo sobre el muro varía *linealmente* dentro de cada una de las camadas atravesadas por la superficie de empuje (Figura 4.7) (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

Figura 4.7

Punto de aplicación del empuje en las distintas camadas



La variación de presión lateral con la profundidad está dada por:

$$(4.1) \quad \frac{dpl}{dh} = g \cdot k_a$$

**donde:**  $g$  es el peso específico del suelo de la camada y  $K_a$  es el coeficiente de empuje. Este coeficiente está dado por la expresión de Coulomb:

$$(4.2) \quad k_a = \frac{\sin^2(a+b)}{\sin^2 a \cdot \sin(a-d) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(j+d) \cdot \sin(j-e)}{\sin(a-d) \cdot \sin(a+e)}} \right]^2}$$

**donde:**  $e$  es la inclinación del plano 1-3.

Así siendo, las presiones laterales en el tope y en la base de la camada inferior serán:

$$(4.3) \quad p_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{g \cdot k_a \cdot H_2}{2}$$

y

$$(4.4) \quad p_{lf} = \frac{E_{a2}}{H_2} + \frac{g \cdot k_a \cdot H_2}{2}$$

**donde:**  $H_2$  es la altura de la camada.

El centro de gravedad de ese diagrama de presiones estará entonces a:

$$(4.5) \quad H_{PaL} = \frac{H_2}{2} - \frac{H_2^3}{12} \cdot \frac{g \cdot k_a}{E_{a2}}$$

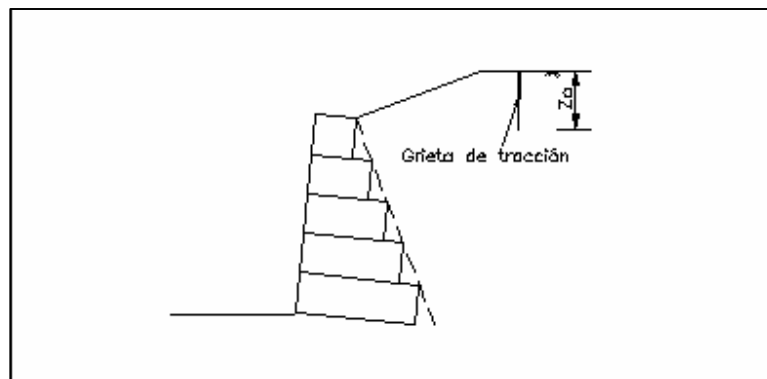
Este proceso es utilizado en la determinación del punto de aplicación del empuje en cada una de las camadas de suelo atravesadas por la superficie de empuje, inclusive la camada superior. El punto de aplicación del empuje total es determinado por equilibrio de momentos (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

Se puede percibir que este proceso puede extenderse para cualquier número de camadas de suelo. Por ejemplo, a cada nueva camada insertada, el número de equilibrio de fuerzas necesarios para el cálculo del empuje activo total aumenta considerablemente pues se debe procurar la combinación entre valores de  $r$  de cada plano de las superficies de rotura que conduzca al mayor valor posible del empuje activo total (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

4) Efecto de la cohesión del suelo. Cuando el suelo del terraplén presenta cohesión, surge una fuerza adicional  $C$  actuando sobre la superficie de rotura debida a esta resistencia al corte del suelo. Esta fuerza se determina

multiplicando la cohesión del suelo por la longitud de la superficie de rotura. Además, se sabe que en el estado activo surgen también tensiones de tracción en la porción superior del terraplén cohesivo. Como el suelo no resiste tracción, se abren grietas de tracción en esta parte del macizo (Tschebotarioff 1979).

**Figura 4.8**  
**Grietas de tracción en terraplén cohesivo**



La profundidad de estas grietas  $z_o$  se puede calcular por :

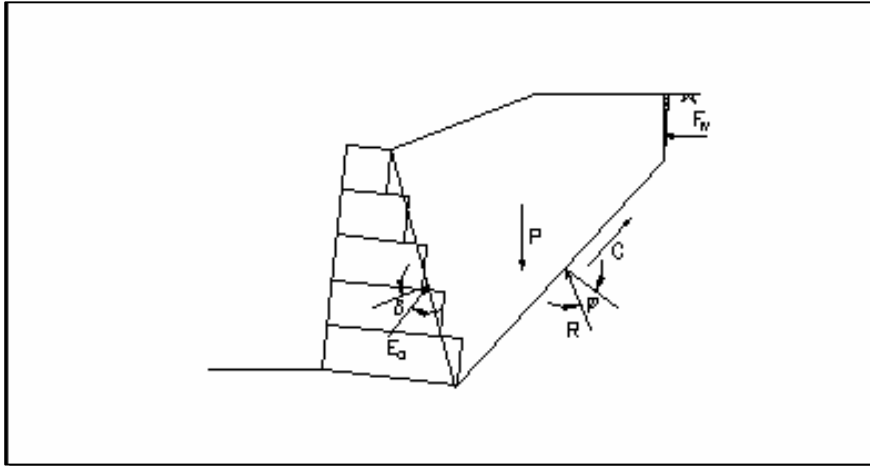
$$(4.6) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{g} \cdot \tan\left(\frac{p}{4} + \frac{j}{2}\right)$$

En caso de haber una sobrecarga distribuida  $q$  sobre el terraplén, ésta provoca una reducción en el valor.

$$(4.7) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{g} \cdot \tan\left(\frac{p}{4} + \frac{j}{2}\right) - \frac{q}{g}$$

Como estas grietas pueden estar llenadas con agua proveniente de lluvias, aparece también una fuerza horizontal debida a la presión del agua. Las fuerzas que actúan sobre una cuña de suelo formada por la superficie de rotura y por la grieta de tracción se pueden ver en la Figura 4.9 (Tschebotarioff 1979).

**Figura 4.9**  
**Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo cohesivo**

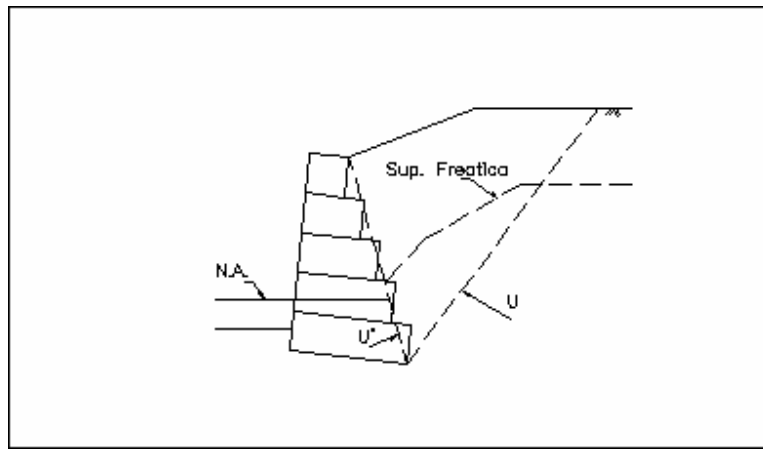


La posición más desfavorable para la grieta de tracción está al final de la superficie de rotura, como se ve en la Figura 4.9. Por lo tanto, en la búsqueda de la superficie crítica es admitida una de esas grietas en la extremidad de cada una de las superficies investigadas (Tschebotarioff 1979).

Cuando el macizo está formado por más de una camada de suelo, la grieta de tracción se calcula para cada una de las camadas, considerando la camada superior como una sobrecarga y se busca una superficie de rotura para cada una de esas grietas (Tschebotarioff 1979).

5) Efecto de la superficie freática. La presencia de una superficie freática en el interior del macizo sostenido provoca un aumento en el valor del empuje activo. Esto se debe a la aparición de una fuerza  $U$  provocada por la presión del agua que actúa sobre la superficie de rotura (Lambe y Whitman 1974) (Figura 4.10).

**Figura 4.10**  
**Presiones debidas a la freática**



Para la determinación de  $U$  se calcula la presión del agua a lo largo de la superficie de rotura. Esta presión se toma como la diferencia de altura entre cada punto de la superficie de rotura y la freática. Como la freática es aproximada por una secuencia de rectas basta determinar la presión en las intersecciones de esas rectas y determinar también la intersección con la superficie de rotura. La presión de agua varía linealmente entre estos puntos. La fuerza  $U$  se calcula entonces como la integral de esas presiones a lo largo de toda la superficie de rotura (Lambe y Whitman 1974).

La presencia de freática también influye en el peso de la cuña de suelo. El suelo abajo de la freática está saturado y por lo tanto tiene un peso específico mayor. Este aumento es estimado por el programa en un 20% (Lambe y Whitman 1974).

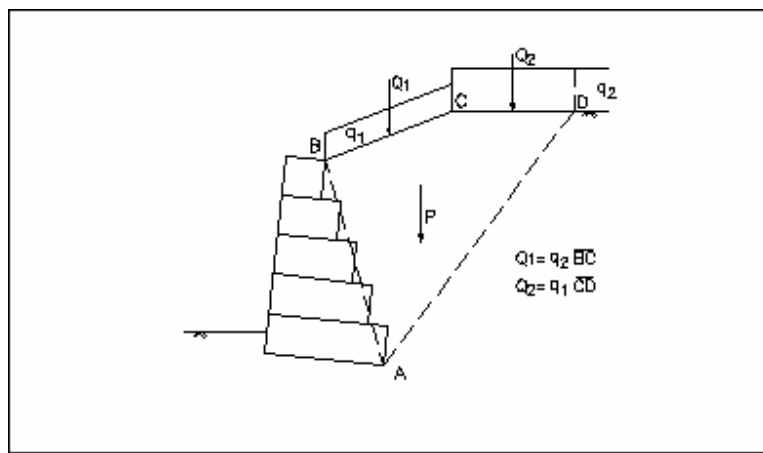
En caso que el muro esté parcialmente sumergido, como en el ejemplo de la Figura 4.10, se debe también considerar la fuerza  $U'$  causada por la presión de agua sobre la superficie de empuje. Esta fuerza se determina por simple hidrostática y esto se debe a que la estructura de sostenimiento en gaviones es totalmente permeable. El efecto de esas fuerzas es una disminución del empuje activo total (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

## 6) Efecto de las cargas externas

a) Cargas distribuidas. Las cargas distribuidas sobre el terraplén son simplemente adicionadas al peso de la cuña de suelo, tomándose la parte de estas cargas que se encuentra sobre la cuña (Tschebotarioff 1979), como se muestra en la Figura 4.11.

Figura 4.11

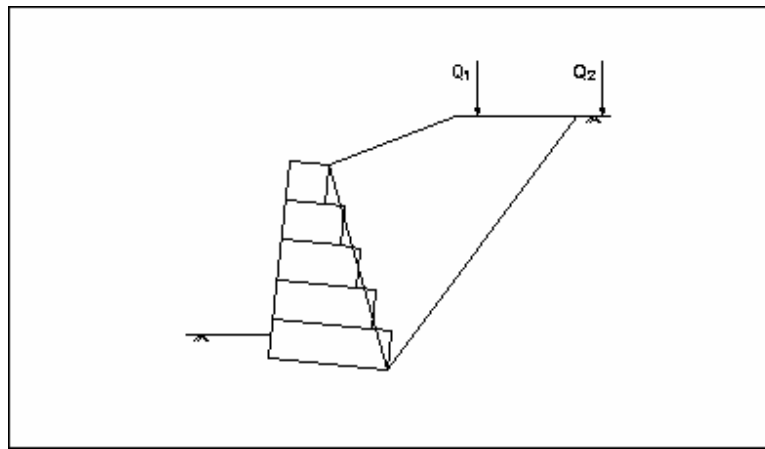
### Consideración de las cargas distribuidas



b) Cargas puntuales. Las líneas de carga también son adicionadas al peso de la cuña en el equilibrio de fuerzas. No obstante, apenas las líneas de carga que se encuentren sobre esa cuña son consideradas. De esta forma, en el estudio de la superficie de rotura crítica ocurre un aumento instantáneo en el valor del empuje activo calculado cuando la superficie de rotura encuentra el punto de aplicación de una línea de carga (Tschebotarioff 1979).

En la figura 4.12 se ha mostrado un ejemplo con dos líneas de carga **Q1** y **Q2**. Para el análisis de la superficie de rotura es mostrada, apenas la línea de carga **Q1** es considerada en el equilibrio de fuerzas.

**Figura 4.12**  
**Consideración de las líneas de carga**



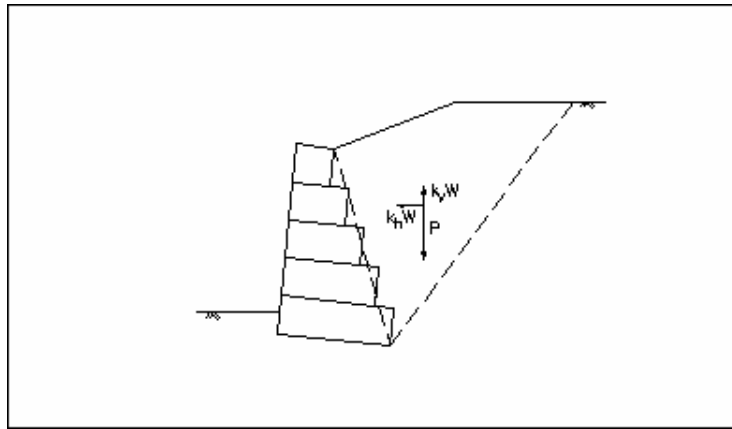
7) Efecto sísmico. El efecto de movimientos sísmicos es considerado a través de la adición de dos fuerzas de inercia en el equilibrio. Estas fuerzas, una horizontal  $H$  y una vertical  $V$  son calculadas multiplicándose el peso de la cuña de suelo por los coeficientes de aceleración horizontal  $k_h$  y vertical  $k_v$  (figura 4.13). En caso que hayan cargas aplicadas sobre el terraplén, son adicionadas también fuerzas de inercia para estas cargas (Tschebotarioff 1979).

Los valores de los coeficientes de aceleración son, en general, variables según cada territorio y vienen usualmente indicados por normas específicas para cada país.

Valores indicativos para el proyecto:

$k_h = 0,04$	;	$k_v = 0$	para áreas de baja sismicidad;
$k_h = 0,07$	;	$k_v = 0$	para áreas de media sismicidad;
$k_h = 0,10$	;	$k_v = 0$	para áreas de alta sismicidad.

**Figura 4.13**  
**Fuerzas debidas al efecto sísmico**



Los valores de  $k_h$  y  $k_v$  son fijados por normas en función del riesgo sísmico del local donde será construida la estructura de contención y normalmente el valor del coeficiente vertical es nulo (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

8) Punto de aplicación del empuje activo. El empuje total es dividido en tres partes:

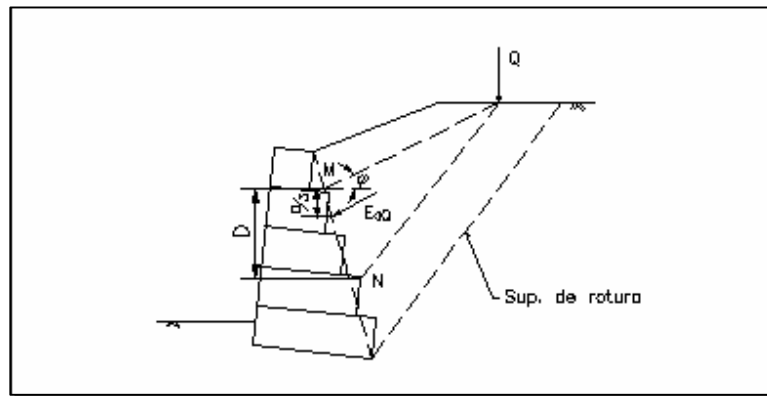
- Efecto del suelo y de las cargas distribuidas  **$EaS$**  ;
- Efecto de todas las líneas de carga  **$EaQ$**  ;
- Efecto de las fuerzas de inercia  **$EaI$**  .

A continuación será determinado el punto de aplicación de cada una de esas partes.

La determinación del punto de aplicación del efecto de las líneas de carga aplicadas sobre el terraplén está hecha de acuerdo a lo mostrado en la figura 4.14, usando la teoría de Coulomb. Son determinados los puntos  **$M$**  y  **$N$**  sobre la superficie de aplicación del empuje por medio de dos segmentos de recta que parten del punto de aplicación de la línea de carga. Uno de ellos es paralelo a la superficie de rotura crítica y el otro tiene una inclinación en relación a la

horizontal igual al ángulo de fricción interno ( $j$ ) del suelo (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.14**  
**Punto de aplicación del efecto de las líneas de cargas**



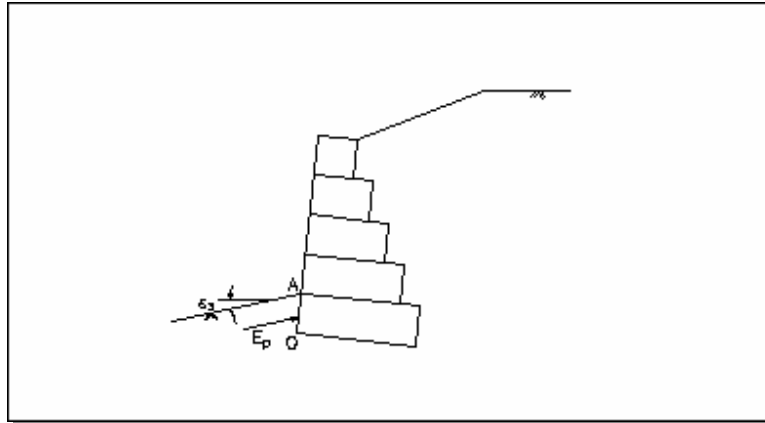
En caso de que hubiera más de una línea de carga aplicada sobre el terraplén, se calcula antes una carga equivalente a través de un equilibrio de momentos en relación a la extremidad superior de la superficie de empuje. El punto de aplicación de  $E_{aQ}$  está localizado en el tercio superior del segmento **MN** (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

En cuanto al punto de aplicación del efecto de las fuerzas de inercia  $E_{aI}$ , él está situado en el tercio superior de la altura total de la estructura de contención. Después de determinar los puntos de aplicación de las tres partes del empuje activo, se determina el punto de aplicación del empuje total a través de un equilibrio de momentos en relación a la extremidad inferior de la superficie de aplicación del empuje (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

a. Determinación del empuje pasivo. El empuje pasivo que actúa al frente del muro de gaviones, cuando la superficie superior externa de la fundación tiene una altura inicial mayor que cero, como en la Figura 4.15, está determinado por la teoría de Rankine extendida para poder considerar el caso

de tener un suelo cohesivo al frente del muro aunque la superficie externa no sea horizontal (Tschebotariof 1979).

**Figura 4.15**  
**Caso de empuje pasivo**



Para este cálculo, se determina primero el valor de la presión pasiva disponible  $pp$  a la superficie (punto **A**) y en el canto inferior izquierdo de la base (punto **O**). Si hubiera camadas de suelo de fundación entre estos puntos, es determinada también la presión pasiva disponible en estos puntos en el interior de cada camada (Tschebotariof 1979).

En esta determinación se utiliza la presión vertical  $pv$  que actúa en estos puntos calculada por:

$$(4.7) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{g} \cdot \tan \left( \frac{p}{4} + \frac{j}{2} \right) - \frac{q}{g}$$

$$(4.8) \quad p_v = g \cdot z \cdot \cos e_3$$

**donde:**  $g$  es el peso específico del suelo,  $z$  es la profundidad del punto considerado en relación a la superficie externa y  $e_3$  es la inclinación de esa superficie.

En caso que el nivel del agua esté por encima del punto considerado, es tomado el valor del peso específico sumergido  $g'$  del suelo calculado a partir del peso específico saturado:

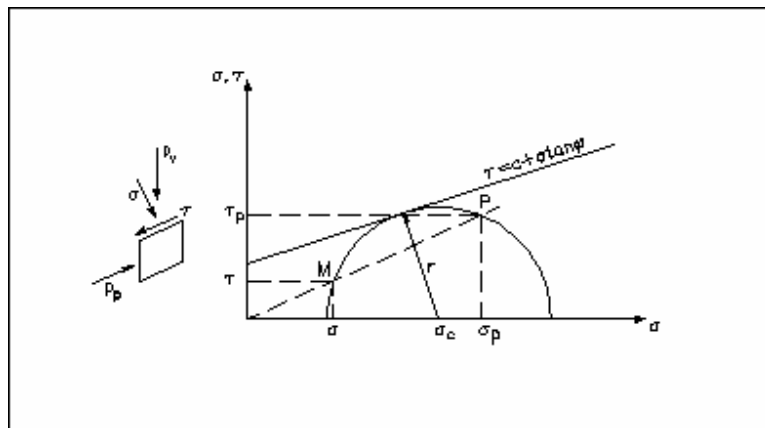
$$(4.9) \quad g = 1.2 \cdot g - g_a$$

Esta presión vertical es dividida en dos componentes. Una de ellas normal  $s$  y otra tangencial  $t$  (figura 4.16) a través de:

$$(4.10) \quad S = p_v \cdot \cos e_3$$

$$(4.11) \quad t = p_v \cdot \sin e_3$$

**Figura 4.16**  
**Determinación de la presión pasiva disponible**



Esto determina el punto **M** en el gráfico de Mohr de la figura 4.16. Entonces se determina el círculo de Mohr que pasa por **M** y es tangente a la envoltoria de la resistencia del suelo de la fundación. El centro de este círculo está sobre el eje de las abscisas en el punto **sc** dado por:

$$(4.12) \quad s_c = \frac{(s + c \cdot \sin j \cdot \cos j) + \sqrt{(s \cdot \sin j + c \cdot \cos j)^2 - s^2 \cdot \cos^2 j}}{\cos^2 j}$$

y el radio del círculo es:

$$(4.13) \quad t = s_c \cdot \sin j + c \cdot \cos j$$

A continuación se determina el punto **P** situado en la intersección entre el círculo y la extensión del segmento de recta  $\overline{OM}$ . Esta recta tiene inclinación  $e_3$  y por lo tanto:

$$(4.14) \quad s_p = \frac{s_c + \sqrt{s_c^2 - (1 + \tan^2 e_3) \cdot (s_c^2 - t^2)}}{1 + \tan^2 e_3}$$

y

$$(4.15) \quad t_p = s_p \cdot \tan e_3$$

Finalmente, el valor de la presión pasiva **Pp** está dado por el segmento  $\overline{OP}$  y por lo tanto:

$$(4.16) \quad P_p = \sqrt{s_p^2 + t_p^2}$$

que es el propio empuje pasivo (Tschebotarioff 1979).

En caso que el punto **M** se encuentre arriba de la envoltoria de resistencia, lo que es identificado por un valor negativo en el interior de la raíz de la expresión 4.12, el programa Gawacwin asigna un valor nulo a la presión pasiva disponible. Después de la determinación de las presiones pasivas en los puntos **A** y **O**, el programa calcula el empuje activo y su punto de aplicación admitiendo una variación lineal de la presión pasiva entre estos dos puntos (Gawacwin 1999).

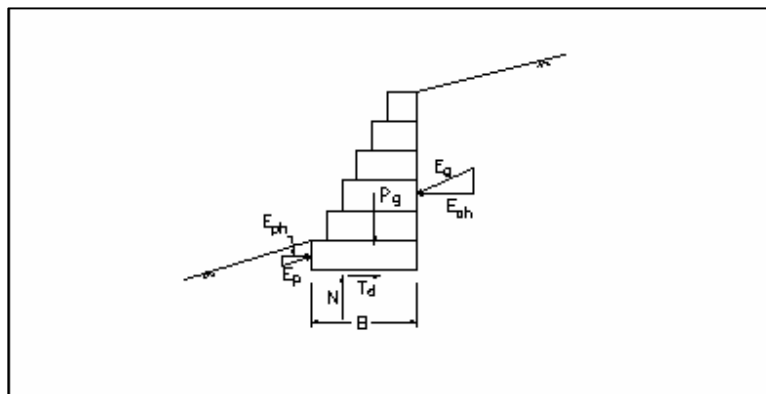
#### b. Análisis de estabilidad externa

1) Estabilidad en contra del deslizamiento. El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención sumada al empuje pasivo disponible en su frente no son suficientes para contraponerse al empuje activo (Lambe y Hansen 1990).

La verificación contra el deslizamiento está hecha comparando la fuerza de resistencia disponible a lo largo de la base del muro con la fuerza movilizada para la estabilidad de la estructura (Figura 4.17). Esta última es determinada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el muro de contención (Lambe y Hansen 1990).

**Figura 4.17**

**Fuerzas que actúan sobre el muro de contención**



Las fuerzas que actúan sobre el muro son:

- Ø Empuje activo provocado por el terraplén  **$E_a$** ;
- Ø Empuje pasivo disponible  **$E_p$** ;

- ∅ Peso propio del muro  $P_g$ ;
- ∅ Fuerza normal actuante en la base  $N$ ;
- ∅ Fuerza resistente tangencial en la base  $T$ .

Esta última fuerza es la movilizada para el equilibrio mientras que el valor disponible es calculado en función de la fuerza normal  $N$ . La determinación  $N$  y  $T$  se determina simplemente por el equilibrio de fuerzas en ambas direcciones (Lambe y Hansen 1990).

Además de las fuerzas citadas, otras pueden estar presentes en el equilibrio:

- ∅ Carga distribuida sobre el muro,
- ∅ Línea de carga sobre el muro,
- ∅ Fuerzas de inercia debidas a efecto sísmico,
- ∅ Fuerzas de flotación (subpresión).

Las dos primeras son obtenidas directamente de los datos del programa y sumadas al peso propio del muro (Gawacwin 1999).

Las fuerzas de inercia son obtenidas multiplicándose el peso de la estructura por los coeficiente de aceleración vertical  $kv$  y horizontal  $kh$  suministrados por el usuario (Lambe y Hansen 1990).

En cuanto a la fuerza de flotación, ella surge cuando la estructura está parcialmente sumergida es considerada automáticamente utilizándose el peso específico sumergido en el cálculo de peso propio del muro. Este peso específico es utilizado sólo para la parte del muro que se encuentra abajo del nivel de agua y vale (Lambe y Whitman 1990):

$$(4.17) \quad g_g = g_{g_{sat}} - g_a = g_p \cdot (1-n) + n \cdot g_a \quad ; \quad g_a = (g_p - g_a) \cdot (1-n)$$

**donde:**  $gp$  es el peso específico de las piedras que rellenan los gaviones y  $n$  es la porosidad (índice de vacíos).

La fuerza resistente disponible es dada por:

$$(4.18) \quad T = N \times \tan j^* + c \times B$$

**donde:**  $j^*$  es el ángulo de fricción entre el suelo de fundación y la base y  $B$  es el ancho de la base. El valor de  $j^*$  es tomado como igual al ángulo de fricción del suelo de fundación en caso que no sea empleado geotextil sobre la base del muro. En caso que sea empleado geotextil, el ángulo de fricción es reducido por el valor dado por el usuario.

Cuando la base del muro se prolonga en el interior del relleno, el valor de  $T_d$  aumenta por el efecto de anclaje de esta prolongación. Para el cálculo de este aumento, se determina la presión vertical  $s_v$  que actúa sobre la prolongación de la base y su largo  $L$  y así se obtiene:

$$(4.19) \quad T_a = \left( s_v \cdot \tan j^* + c \right) \cdot L$$

Se debe notar que en este caso el valor del ancho de la base  $B$  utilizado en la ecuación 4.18 se reduce del valor de  $L$ .

El valor de  $T_a$  está limitado por la resistencia a tracción de la malla de los gaviones.

$$(4.20) \quad T_a \geq 2 \cdot T_{max} / 1.2$$

**donde:**  $T_{max}$  es la máxima tracción admisible en la malla (4,3 tf/m).

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento está dado entonces por la expresión:

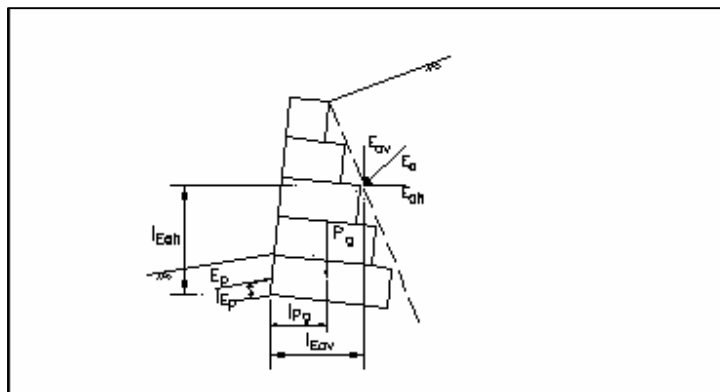
$$(4.21) \quad F_s = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

**donde:**  $E_{ad}$  y  $E_{pd}$  son las componentes de los empujes activo y pasivo en la dirección del deslizamiento (figura 4.17) (Estructuras flexibles en gaviones).

2) Estabilidad contra el volcamiento. La estabilidad contra el volcamiento de la estructura es verificada por la comparación entre los momentos de las fuerzas activas de estabilización  $M_r$  y los momentos de las fuerzas activas de volcamiento  $M_a$ . Estos momentos son determinados en relación al extremo inferior izquierdo de la base del muro que es el punto de rotación en el volcamiento (Leonards 1962) (Figura 4.18)

**Figura 4.18**

**Momentos de estabilización y de volcamiento**



Las fuerzas que contribuyen a la estabilización son:

- Peso propio de la estructura,
- Empuje pasivo disponible,
- Cargas aplicadas sobre el muro,
- Componente vertical del empuje activo.

La fuerza de flotación que aparece cuando el muro está parcialmente sumergido, está considerada en el peso propio, en el sentido de disminuir el momento de estabilización. El momento de volcamiento, a su vez, está constituido por el momento de la componente horizontal del empuje activo que actúa sobre el muro y por el momento de las fuerzas de inercia provocadas por el efecto sísmico (Lambe y Whitman 1974).

El coeficiente de seguridad contra el volcamiento es calculado entonces como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} \quad (4.22)$$

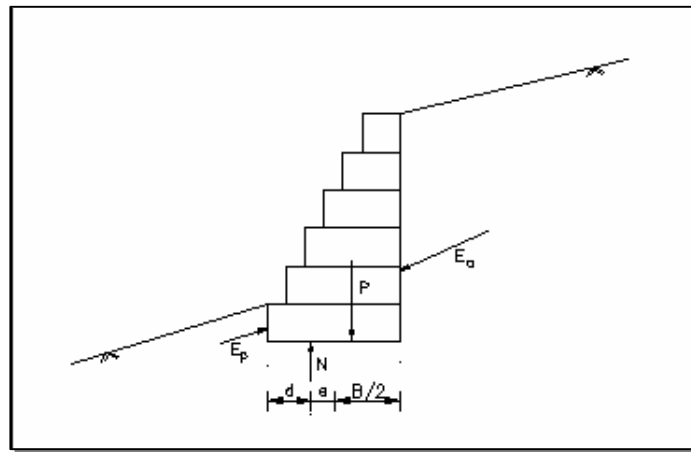
Muchas veces ocurre que el empuje activo provoca un momento en la dirección opuesta al volcamiento. En estos casos, el coeficiente de seguridad contra el volcamiento pierde su sentido pues no hay momento de volcamiento. En estos casos el programa notifica al usuario de este hecho (Lambe y Whitman, 1974).

3) Presión en la fundación. Para el cálculo de las presiones actuantes en la fundación de la estructura, primeramente se determina el punto de aplicación de la fuerza normal **N** calculada en la verificación del deslizamiento. Para este cálculo, se hace un equilibrio de momentos en relación al canto inferior izquierdo de la base que resulta en:

$$(4.23) \quad d = \frac{M_r - M_a}{N}$$

donde:  $M_r$  y  $M_a$  son determinados en la verificación del volcamiento y  $d$  es la distancia entre el punto de aplicación de  $N$  y el canto inferior izquierdo de la base (Leonards 1962) (Figura 4.19).

Figura 4.19  
Punto de aplicación de  $N$



Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención. Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal para estas presiones y entonces los valores máximo y mínimo de ellas ocurrirán en los bordes de la base de la estructura. (Figura 4.20) y estarán dados por :

$$(4.24) \quad s_{max} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$

y

$$(4.25) \quad s_{min} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$

**donde:**  $e$  es la excentricidad de la fuerza normal  $N$  para  $e \leq \frac{B}{6}$ .

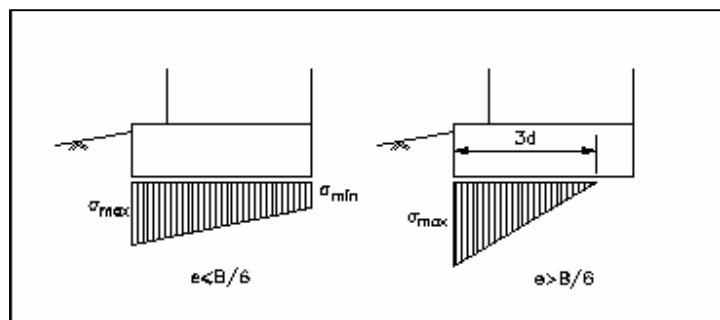
En el caso de  $e > \frac{b}{6}$ , solamente una parte de la base es utilizada para la distribución de las presiones (figura 4.20).

Esta parte es igual  $3d$  y entonces el valor de la presión máxima  $s_{max}$  es (Leonards 1962):

$$(4.26) \quad s_{max} = \frac{2 \times N}{3 \times d}$$

Figura 4.20

Distribución de las presiones en la base



Esta última situación debe ser evitada siempre que sea posible. El valor de las presiones que actúan en la fundación debe ser comparado con la máxima presión admisible del suelo de fundación. Cuando el usuario no suministrar este valor al programa Gawacwin, él es calculado por la fórmula de Hansen:

$$(4.27) \quad p_{lim} = c \times N_c \times d_c + q \times N_q \times d_q \times i_q + \frac{1}{2} g B \times N_g \times d_g \times i_g$$

**donde:**  $c$  es la cohesión del suelo,  $q = g \cdot z$  es la presión vertical en la profundidad de la fundación,  $g$  es el peso específico del suelo,  $B$  el ancho de la base de gaviones y los otros parámetros están dados por:

$$(4.28) \quad i_q = 1 - \frac{T}{2N}$$

$$(4.29) \quad i_g = i_q^2$$

$$(4.30) \quad d_c = d_q = 1 + 0,35 \cdot \frac{z}{B}$$

$$(4.31) \quad d_g = 1$$

$$(4.32) \quad N_q = e^{p \cdot \tan j} \cdot \tan^2 \left( \frac{p}{4} + \frac{j}{2} \right)$$

$$(4.33) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan j}$$

$$(4.34) \quad N_g = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan j$$

La presión máxima admisible en la fundación está dada por:

$$(4.35) \quad s_{adm} = \frac{p_{lim}}{3}$$

Este valor de la presión admisible está determinado utilizando las características del suelo superior de la fundación. En caso que existan capas de suelo menos resistentes debajo de la cota de apoyo de la estructura, se debe hacer una verificación manual de estas capas (Leonards, 1962).

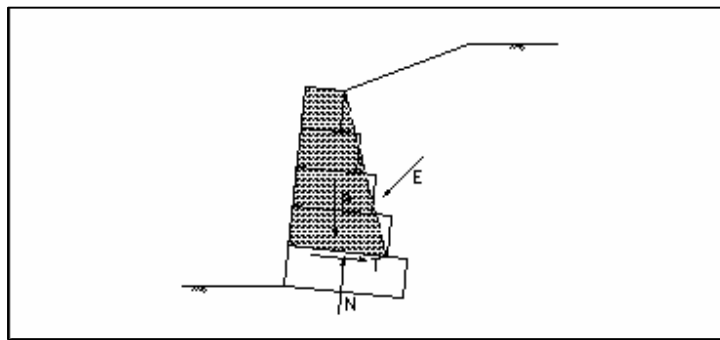
c. Análisis de estabilidad interna. Además de las verificaciones anteriores debe ser también verificada la posibilidad de rotura interna de la

estructura de contención. Esta podría sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y sobre cargas aplicadas directamente sobre ella. De esta forma, esta verificación está hecha de forma específica para cada tipo de estructura de contención.

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques de gaviones superiores sobre los inferiores.

Para este análisis, se determina el empuje activo que actúa en la parte del muro encima de la sección analizada utilizando los mismos procesos ya descritos en anteriormente (Figura 4.21) (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.21**  
**Análisis de las secciones intermedias**



A continuación son calculadas las tensiones de corte y normales máximas que actúan en la sección, haciéndose el equilibrio de las fuerzas y de los momentos. La tensión de corte será:

$$(4.36) \quad t = \frac{T}{B}$$

y la tensión normal máxima:

$$(4.37) \quad s_{max} = \frac{N}{2 \cdot d}$$

**donde:**  $B$  es el ancho de la camada de gaviones arriba de la sección analizada y  $T$ ,  $N$  y  $d$  resultan de los equilibrios de fuerzas y de momentos.

Los valores admisibles para las tensiones de corte y normales son:

$$(4.38) \quad t_{adm} = N \cdot \tan j^* + c_g$$

$$(4.39) \quad S_{adm} = 50 \cdot g_g - 30$$

donde:

$$(4.40) \quad j^* = 25 \cdot g_g - 10^\circ$$

$$(4.41) \quad c_g = 0,3 \cdot P_u - 0,5$$

En estas expresiones  $g_g$  es el peso específico de los gaviones dado por  $g_g = g_p \cdot (1 - n)$  y  $P_u$  es el peso de la malla en Kg/m<sup>3</sup>. Este último es determinado en función de la tracción admisible en la malla  $T_{max}$  a través de la siguiente tabla:

$T_{max}$ (t/m)	3.0	3.4	3.5	4.0	4.2	4.3	4.5	4.7	5.3
$P_u(a)$ (kg/m <sup>3</sup> )	8.5	11.2	11.0	11.0	12.3	11.8	14.3	15.2	15.0
$P_u(b)$ (kg/m <sup>3</sup> )	5.55	7.85	7.25	8.2	8.2	8.4	10.5	10.3	10.5

En la tabla de arriba, construida a partir de los valores medios de la producción de gaviones en el mundo, los valores de ***pu(a)*** se refieren a gaviones de 0,5 m de alto y los valores de ***pu(b)*** se refieren a gaviones de 1,0 m de alto (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

#### d. Análisis de la estabilidad global

1) Verificación de la rotura global. Además de las formas de rotura citadas en los ítems anteriores, todavía puede ocurrir la falla del relleno a lo largo de una superficie de rotura que contornea la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando hay capas o zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención (Lambe y Hansen 1990).

Esta forma de deslizamiento es similar a la que ocurre en taludes y, por lo tanto los métodos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes pueden también en este caso ser utilizados (Lambe y Hansen 1990).

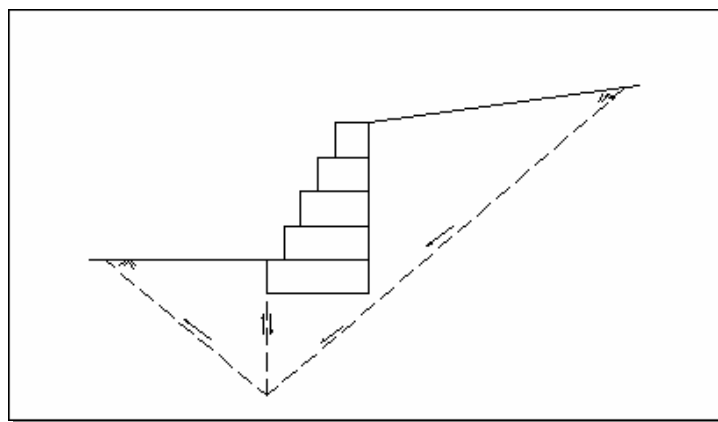
Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más empleados son los que analizan la parte del relleno sujeta al deslizamiento como bloques rígidos y los métodos que los analizan como un bloque único dividido en fajas, también llamadas franjas (Lambe y Hansen 1990).

Los métodos del primer tipo generalmente utilizan superficies de rotura planas (figura 4.22) como el método de las cuñas, mientras que aquéllos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de rotura cilíndricas como el método de Fellenius y el método de Bishop (Lambe y Hansen 1990).

El método de las cuñas considera que la superficie de rotura está formada por una serie de planos que delimitan cuñas rígidas. El equilibrio de esas cuñas requiere que una parte de la resistencia sea movilizada a lo largo de esos planos. La relación entre la resistencia disponible a lo largo de la superficie de

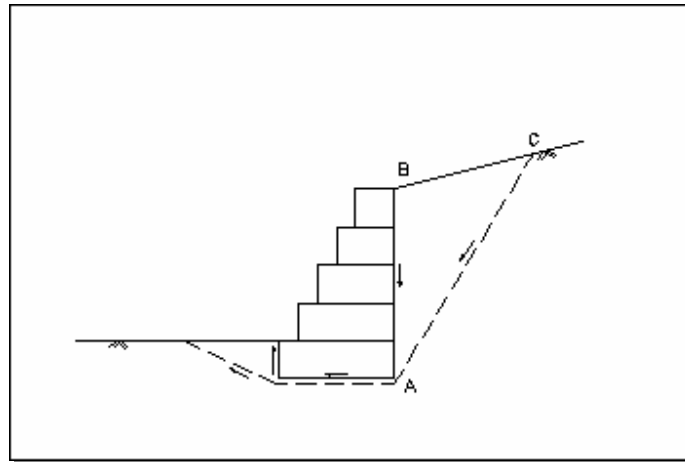
rotura y la resistencia movilizada es el coeficiente de seguridad contra la rotura del relleno. La superficie más crítica está entonces determinada por un proceso de tentativas que busca identificar aquella de menor valor del coeficiente de seguridad (Lambe y Hansen 1990). Se puede notar que el análisis descrito arriba es bastante similar al realizado en la verificación contra el deslizamiento de la estructura a lo largo de la base.

**Figura 4.22**  
**Rotura global del relleno (superficies planas)**



Los planos de rotura forman tres "cuñas" rígidas: la cuña activa, la estructura de contención y la cuña pasiva (figura 4.23). La principal diferencia es que en el equilibrio de la cuña activa se considera la movilización total de la resistencia al corte a lo largo de las superficies **AB** y **AC**. Esto significa considerar un valor de coeficiente de seguridad unitario para el deslizamiento a lo largo de esas superficies. Así, el coeficiente de seguridad al deslizamiento **Fd** está en verdad limitado a las superficies de la base del muro y de la cuña pasiva. Como fue movilizada toda la resistencia disponible a lo largo de las superficies de la cuña activa, la resistencia necesaria para el equilibrio del conjunto a lo largo de las superficies donde **Fd** fue calculado es menor, lo que resulta en un valor numéricamente superior para éste, en relación al coeficiente de seguridad contra la rotura global (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

**Figura 4.23**  
**Cuñas formadas en el análisis de deslizamiento**



Esta superioridad no significa, sin embargo, una mayor seguridad, pues es apenas el resultado de la forma de cálculo. Así, los valores mínimos exigidos para un análisis contra la rotura global deben también ser menores que los exigidos contra el deslizamiento a lo largo de la base.

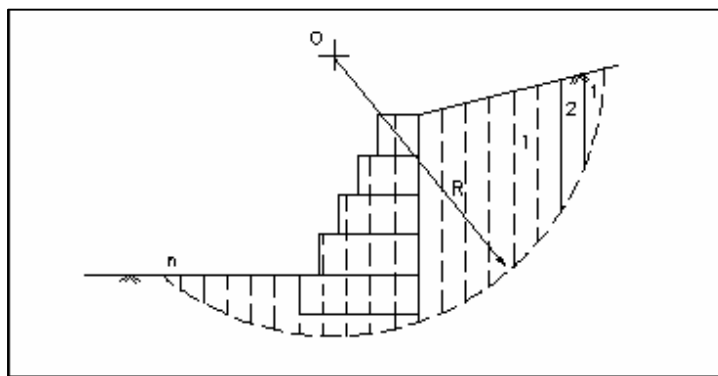
En cuanto a los métodos que emplean superficies cilíndricas, su forma de determinación del coeficiente de seguridad es equivalente al del método de las cuñas, ya que también consideran la movilización parcial de la resistencia a lo largo de toda la superficie de rotura. Están, de esta forma, sujetos a la misma observación hecha arriba (Tschebotarioff 1979)

La gran ventaja de los métodos que subdividen el material potencialmente inestable en fajas, es la posibilidad de considerar un gran número de situaciones diferentes, tales como camadas de suelos diferentes, presiones neutras, nivel freático, sobre-cargas, etc. a parte de eso, la consideración de superficies de rotura cilíndricas es más realista por aproximarse mejor a las roturas observadas. Por eso, son ampliamente empleados en el análisis de estabilidad, tanto de taludes como de muros de contención. Entre esos métodos, el más utilizado es el método de Bishop que describiremos a continuación (figura 4.24) (Tschebotarioff 1979).

2) Método de Bishop. Para el análisis de la estabilidad global del conjunto suelo-muro de contención es utilizado el método de Bishop [3] que adopta superficies de rotura cilíndricas. De esta forma, son verificados posibles arcos de rotura que atraviesan el terraplén y la fundación, contorneando el muro de contención (Tschebotarioff 1979).

La parte del relleno delimitada por cada uno de esos arcos está dividida en fajas o franjas (figura 4.24) y se calcula el coeficiente de seguridad contra la rotura a lo largo de esa superficie (Tschebotarioff 1979).

**Figura 4.24**  
**División de franjas en el método de Bishop**

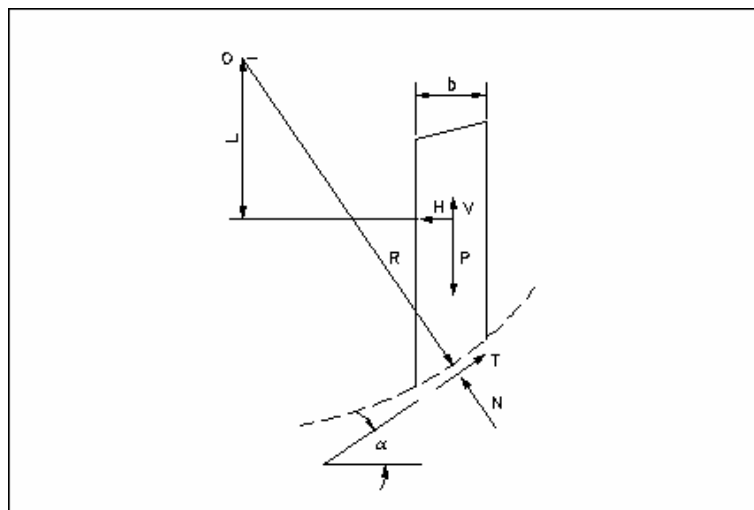


Primeramente se admite una superficie de rotura cilíndrica arbitraria y el material delimitado por esta superficie es dividido en fajas. Las fuerzas que actúan sobre cada una de esas fajas son mostradas en la figura 4.25. Ellas son:

- Ø el peso propio  $P$  de la faja;
- Ø el ancho  $b$ ;
- Ø la inclinación de la superficie de rotura  $w$  de cada una de las fajas;
- Ø la fuerza normal  $N$  que actúa en la superficie de rotura;
- Ø la fuerza tangencial  $T$  que actúa en la superficie de rotura;

- ∅ las fuerzas horizontales  $H1$  y  $H2$  que actúan en las caras laterales de las fajas;
- ∅ las fuerzas verticales  $V1$  y  $V2$  que actúan en las caras laterales de las fajas.

Figura 4.25  
Geometría y fuerzas que actúan en las fajas



Realizando el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical se obtiene:

$$(4.42) \quad N \cdot \cos a = P - T \cdot \sin a - (V_1 - V_2)$$

La fuerza tangencial  $T$  está dada por:

$$(4.43) \quad T = \frac{c \cdot b + N \cdot \tan j}{F_s} = \frac{c \cdot b}{\cos a} + N \cdot \tan j$$

donde:  $F_s$  es el coeficiente de seguridad (admitido igual para todas las fajas) contra la rotura.

Se puede admitir que  $V_1 - V_2 = 0$  con pequeña pérdida de precisión en el resultado. De esta forma,

$$(4.44) \quad N = \frac{W}{\cos a} - \frac{c \cdot b \cdot \sin a + N \cdot \tan j \cdot \tan a}{F_s}$$

Realizando el equilibrio global de momentos en relación al centro del arco de rotura, y recordando que la sumatoria de los momentos de las fuerzas laterales entre las fajas es nula, se obtiene:

$$(4.45) \quad \sum_{i=1}^n (R \cdot T_i) = \sum_{i=1}^n (R \cdot P_i \cdot \sin a_i)$$

o:

$$(4.46) \quad R \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\frac{c \cdot b}{\cos a} + N \cdot \tan j}{F_s} = R \cdot \sum_{i=1}^n (P \cdot \sin a)$$

entonces:

$$(4.47) \quad F_s = \frac{\sum \left( \frac{c \cdot b}{\cos a} + N \cdot \tan j \right)}{\sum (P \cdot \sin a)}$$

luego:

$$(4.48) \quad F_s = \frac{\sum \left( \frac{c \cdot b + P \cdot \tan j}{\cos a + \frac{\sin a \cdot \tan j}{F_s}} \right)}{\sum (P \cdot \sin a)}$$

En caso que el nivel del agua pase al interior de la faja, el peso de esta es calculado utilizando el peso específico saturado para la parte de abajo del nivel del agua y también se determina la presión neutra  $m$  que actúa en la superficie de rotura (Lambe y Whitman 1974).

En los casos en que esté previsto el efecto sísmico, son calculadas las fuerzas de inercia  $H$  y  $V$  de la faja, además de la distancia vertical  $L$  entre el centro de gravedad de la faja y el centro del arco. Para las fajas que se

encuentran sobre cargas distribuidas o líneas de carga, éstas también son incluidas en el análisis en forma de una fuerza resultante  $Q$  aplicada sobre la faja (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

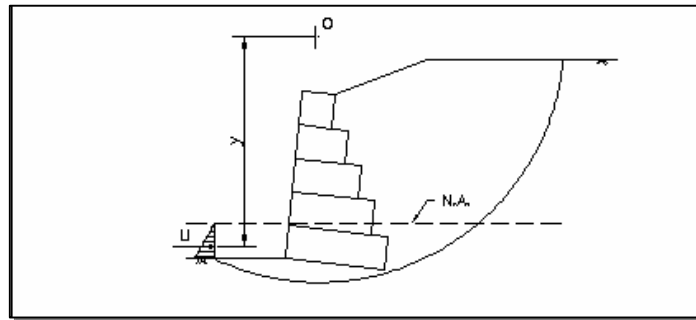
El coeficiente de seguridad, se determina entonces por la expresión:

$$(4.49) \quad F_s = \frac{\sum \frac{c \cdot b + (P + Q - V - mb) \cdot \tan j}{\cos a + \frac{\tan j \cdot \sin j}{F_s}}}{\left[ \sum (P + Q - V) \sin a + \frac{H \cdot L}{R} \right] + \frac{U \cdot y}{R}}$$

donde:  $U$  es el valor de la fuerza horizontal aplicada por el agua sobre la estructura cuando ésta está parcialmente sumergida e  $y$  es la distancia vertical entre el punto de aplicación de esas fuerzas al centro del arco (Figura 4.26).

Como el coeficiente de seguridad  $F_s$  aparece en ambos lados de la expresión, su determinación es iterativa. Se deben buscar varias superficies de rotura hasta encontrar la más crítica (menor valor de  $F_s$ ). Como para la identificación de una superficie de rotura son necesarios tres parámetros (posición horizontal y vertical del centro  $O$  además del valor del radio  $R$ ), ésta búsqueda es bastante trabajosa y existen varios algoritmos de búsqueda que pueden ser empleados. Uno de los más eficientes utiliza una versión modificada del método simplex que es normalmente empleado en la búsqueda operacional (Estructuras flexibles en gaviones 1990).

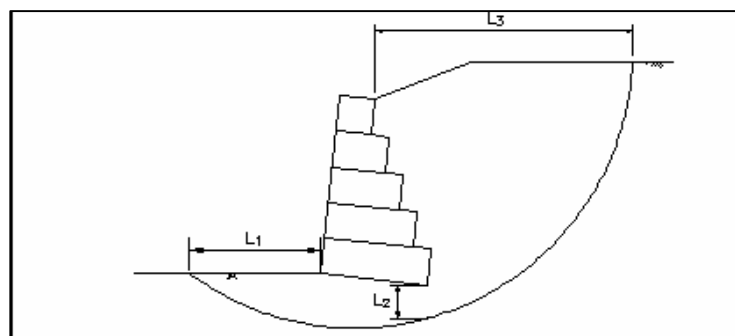
**Figura 4.26**  
**Fuerza horizontal U en muro parcialmente sumergido**



3) Determinación del círculo crítico (método de Simples). En búsqueda del arco de rotura que tiene el menor coeficiente de seguridad, es utilizado un proceso de optimización basado en el método Simplex de búsqueda operacional [4].

El proceso parte de un círculo inicial que puede ser dado tanto por el usuario como, en la falta de éste ser adoptado por el programa. Los distintos círculos son estudiados variándose la distancia horizontal **L1** del punto de entrada del círculo en la fundación a la izquierda del muro hasta el punto inicial de la superficie superior de la fundación; la distancia vertical **L2** entre el círculo y el canto inferior derecho de la base y la distancia horizontal **L3** entre el punto de salida del círculo a la derecha del muro y la cresta de éste (Figura 4.27) (Gawacwin 1999).

**Figura 4.27**  
**Coordenadas del círculo de rotura**



El conjunto  $\mathbf{C}=(L1, L2, L3)$  si constituye entonces en las coordenadas que identifican cada círculo que será estudiado.

A partir de las coordenadas del primer círculo  $\mathbf{C1}$ , son determinados otros tres círculos  $\mathbf{C2}$ ,  $\mathbf{C3}$  y  $\mathbf{C4}$ :

$$(4.50) \quad C_1 = (L_{11}, L_{21}, L_{31})$$

$$(4.51) \quad C_2 = (L_{12} = L_{11} + p.l, L_{22} = L_{21} + q.l, L_{32} = L_{31} + q.l)$$

$$(4.52) \quad C_3 = (L_{13} = L_{11} + q.l, L_{23} = L_{21} + p.l, L_{33} = L_{31} + q.l)$$

$$(4.53) \quad C_4 = (L_{14} = L_{11} + q.l, L_{24} = L_{21} + q.l, L_{34} = L_{31} + p.l)$$

donde:

$$(4.54) \quad p = 0.943 \quad (4.55) \quad q = 0.236 \quad (4.56) \quad l = 5h$$

y  $h$  es la altura de la base del muro de contención.

Estos cuatro círculos forman un conjunto llamado **Simplex** que será utilizado para la búsqueda del círculo crítico. Son determinados los coeficientes de seguridad para los cuatro círculos del Simplex y es tomado aquel que presenta el *mayor* valor. La posición de este círculo es entonces alterada a:

$$(4.57) \quad C_j^* = \left( L_{ij}^* = L_{ij} + r \cdot \left( \bar{L}_i - L_{ij} \right) \right)$$

donde:  $\bar{L}_i$  es la media de las coordenadas  $i$  de los tres círculos restantes y  $r=2$ .

En caso que esta operación resulte en un círculo no admisible, sea por cruzar la estructura de contención, o por ultrapasar la profundidad máxima especificada por el usuario, la constante  $r$  es reducida a 1,5. Después de calculado el coeficiente de seguridad de este nuevo círculo, el proceso se repite hasta que uno de los círculos del Simplex permanezca fijo por 8 iteraciones, cuando los otros tres círculos del Simplex son alterados para:

$$(4.58) \quad C_j^* = \left( L_{ij}^* = \frac{1}{2} \cdot (L_{ik} + L_{ij}) \right)$$

donde:  $C_j^*$  es el círculo estacionario.

El proceso continua hasta que

$$(4.59) \quad \frac{1}{3} \sum_{j=1}^4 \left( FS_j - \overline{FS} \right)^2 < 10^{-4}$$

donde  $FS_j$  son los coeficientes de seguridad de los cuatro círculos del Simplex y  $\overline{FS}$  es la media de estos valores. El programa siempre ejecuta una segunda búsqueda partiendo de un círculo diferente para verificar la posibilidad de la existencia de mínimos locales en el coeficiente de seguridad. Aparte de eso, cuando hubiera más de un suelo en la fundación, en el terraplén, o cuando haya líneas de carga sobre el terraplén, el programa repite el proceso otras veces para certificarse que todas las condiciones fueron analizadas (Gawacwin , 1999).

## B. Memoria de cálculo

Para el cálculo del muro se utilizó el programa Gawacwin v1.0.1 de la fabricante de gaviones, Maccaferri. Dicho programa unifica todos los

procedimientos descritos en el inciso anterior. El formato del programa es muy similar al sistema operativo Windows.

De la barra de menú se ingresa a “Muro”.

#### General

Inclinación (grados): 6.00  
 Peso esp. piedra (tf/m<sup>3</sup>): 2.6  
 Porosidad (%): 30.00  
 Geotextil en el terraplén: No  
 Reducc. en la fricción (%): 0.00  
 Geotextil bajo la base: Si  
 Reducc. en la fricción (%): 5.00  
 Malla y diámetro del alambre: 8x10,  $\phi$  2.7 mm CD  
 Ambiente agresivo: No

De la información anterior, todo fue ingresada a criterio del diseñador, únicamente el peso específico de la piedra (tf/m<sup>3</sup>) para piedra de Granito, se obtuvo de la Tabla 2 de Estructuras flexibles en gaviones de Maccaferri.

#### Camadas

Se completó un cuadro como el que se presenta a continuación.

**Cuadro 4.1**  
**Datos sobre el muro (Camadas)**

Camada	Ancho (m)	Altura (m)	Desplaz. (m)
1	3.00	1.00	
2	2.50	1.00	0.50
3	2.00	1.00	1.00
4	1.50	1.00	1.50
5	1.00	1.00	2.00

La altura de diseño fue decidida en 5 metros en base al inciso d de la Metodología de Cálculo, 1 metro más que la altura máxima a pesar de que el tramo en estudio es de los más anchos producidos por la erosión.

La sección típica del muro se tomó en base a secciones predeterminadas en Estructuras flexibles en gaviones de Maccaferri, de lo cual, la altura fue el parámetro de referencia.

Luego se ingresa al menú "Terraplén".

Superficie superior

Inclin. primer trecho (grados): 5.00  
Largo del primer trecho (m): 2.00  
Inclin. segundo trecho (grados): 20.00

Propiedades del suelo

Peso específico (tf/m<sup>3</sup>): 1.6  
Angulo de fricción (grados): 30.00  
Cohesión (tf/m<sup>2</sup>): 0.0

De la información anterior, toda fue ingresada en base a un levantamiento topográfico con excepción del peso específico y el ángulo de fricción del suelo que fue tomado para Arena fina seca de la Tabla 2 de Maccaferri (1990).

Se procede a ingresar información acerca de la Fundación en el menú con el mismo nombre.

Superficie superior

Altura inicial(profundidad)(m): 1.00  
Largo horizontal (m): 110.00  
Inclinación (grados): 6.00

Propiedades del suelo

Peso específico (tf/m<sup>3</sup>): 1.92  
Angulo de fricción (grados): 35.00  
Cohesión (tf/m<sup>2</sup>): 0.0

Datos adicionales

Máx. presión adm (tf/m<sup>3</sup>): 0.0  
Altura del nivel del agua (m): 0.00

La información del suelo se obtuvo para arena muy húmeda de la Tabla 2 de Maccaferri (1990), de la superficie superior, la inclinación fue a criterio, mientras que el resto fue de el levantamiento topográfico. No se ingresó información en Datos adicionales ya que este renglón se refiere al nivel freático del agua en el suelo, especialmente cuando se realizan obras de contención de suelo saturado. En el caso del muro en estudio no se considera presión hidrostática porque no se está realizando retención de agua, únicamente encauzamiento del río.

Por último se ingresa en el menú Cargas, la carga sísmica se ingresa según lo visto en el la sección anterior de las Consideraciones generales para el diseño, para un país con alta sismicidad se ingresa un valor de 0.1 para la horizontal únicamente.

#### Coefficientes de aceleración

Horizontal: 0.10  
Vertical: 0.00

Con la información ingresada se procede al análisis, del cual se obtienen los siguientes datos:

#### 1. Cargas,

Empuje Activo  
Fuerza = 8.29tf/m  
Dirección = 24.00 grados  
Punto de aplicación  
X = 3.23m  
Y = 2.07m

Empuje Pasivo  
Fuerza = 3.54tf/m  
Dirección = 0.00 grados  
Punto de aplicación  
X = 0.03m  
Y = 0.33m

Cargas en el muro  
Vertical = 18.20tf/m  
Horizontal = 1.82tf/m

Fuerzas en la base  
 Fuerza Normal = 22.07tf/m  
 Fuerza Tangencial = 3.57tf/m  
 Punto de aplicación  
 X = 1.35m  
 Y = -0.14m  
 Fuerza resistente disponible = 18.69tf/m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 2.637 > 1.5

## 2. Vuelco,

Momento Activo  
 Momento = 18.94tf/m x m

Momento Resistente  
 Momento = 49.80tf/m x m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 2.629 > 1.5

## 3. Presiones de la fundación,

Presiones  
 Extremo izquierdo = 9.83tf/m<sup>2</sup>  
 Extremo derecho = 5.37tf/m<sup>2</sup>

Máx. presión = 0.00tf/m<sup>2</sup>

## 4. Presiones internas,

Camada 1  
 Altura: 3.98m

Fuerza Normal: 15.35tf/m  
 Fuerza Tang.: 4.34tf/m  
 Momento Total: 17.75tf/m x m

Máx. tensión Normal: 6.63tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 61.00tf/m<sup>2</sup>  
 Máx. tensión de tracción: 1.74tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 6.40tf/m<sup>2</sup>

Camada 2  
 Altura: 2.98m

Fuerza Normal: 9.56tf/m  
 Fuerza Tang.: 2.26tf/m  
 Momento Total: 9.31tf/m x m

Máx. tensión Normal: 4.91tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 61.00tf/m<sup>2</sup>  
 Máx. tensión de tracción: 1.13tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 5.43tf/m<sup>2</sup>

Camada 3  
 Altura: 1.99m

Fuerza Normal: 5.13tf/m  
 Fuerza Tang.: 0.94tf/m  
 Momento Total: 3.93tf/m x m

Máx. tensión Normal: 3.35tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 61.00tf/m<sup>2</sup>  
 Máx. tensión de tracción: 0.62tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 4.46tf/m<sup>2</sup>

Camada 4  
 Altura: 0.99m

Fuerza Normal: 1.97tf/m  
 Fuerza Tang.: 0.23tf/m  
 Momento Total: 0.96tf/m x m

Máx. tensión Normal: 2.02tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 61.00tf/m<sup>2</sup>  
 Máx. tensión de tracción: 0.23tf/m<sup>2</sup>  
 Aceptable: 3.42tf/m<sup>2</sup>

## 5. Estabilidad global,

Superficie Crítica  
 Centro X = 2.18m  
 Centro Y = 93.32m  
 Radio = 93.64m

Factor de Seguridad  
 Fs = 1.29

Para el diseño del dique y contradique se tomó un diseño general que se presenta en Maccaferri (1988), ya que para el concepto básico no varía para diferentes puntos de estudio, evitar socavación, pero tendría la función adicional

de provocar sedimentación de arena en la base, que en un mediano plazo provocaría el aumento del nivel del río, tal como le explica Forrester (2001), para la prevención de la erosión en ríos

El informe final se puede apreciar en el Apéndice 3, mientras que los planos finales se aprecian en el Apéndice 4.

### **C. Bitácora de obra**

Se inició la obra en el mes de mayo del año 2005, primero fue necesario hacer el trazo de los muros, donde se siguió la línea del pie de talud, tratando de no hacer cambios bruscos, ni reducciones en el ancho hasta donde fue posible.

Era necesario que el cause del río fuera liberado de montículos y de todo tipo de materiales que por su volumen provocaran desvío de la corriente de agua hacia los taludes naturales, aguas abajo del puente Neto. También fue necesaria una limpieza del lecho, el material se encontraba acumulado en la orilla del lecho, era más que todo basura que se iba depositando conforme el río perdía velocidad por la disminución de la pendiente.

El material cuando era producto natural del río, se colocaba en un lugar donde no interfiriera con el curso del agua, si contenía basura, era cargado por la excavadora Link Belt 2800 a camiones de volteo, y se depositaba en el botadero municipal.

Terminada la limpieza se decidió empezar a trabajar la margen izquierda del río, debido a que era la más afectada de las dos márgenes debido a que el curso del río, que cuando éste crecía, golpeaba las paredes de ese terraplén (Ver Figura 4.31). Se desvió el cauce hacia el margen derecho y de esta manera se impediría que el agua afectara durante los trabajos en el lado izquierdo, tanto

durante la excavación como cuando se colocarán las capas de gaviones (Figura 4.28).

**Figura 4.28**

**Desvío del río hacia el margen derecho para trabajar el lado izquierdo**



Con la excavadora se procedió a excavar un metro de profundidad y tres de ancho, las dimensiones de la cimentación del muro, hasta una longitud de 20 metros. Mientras tanto, los armadores ya se encontraban formando la sección con gaviones de 2x1x1. Al terminar la zanja, se nivelaba la misma tratando de mantener la pendiente que llevaba el río en ese punto, tomando en cuenta que el muro debía tener una inclinación de 10 grados hacia el talud.

Luego se colocaba Geotextil no tejido de 150 g/cm<sup>2</sup> en el área de la base y la arista del gavión que daba hacia el talud. La colocación del geotextil proporciona estabilidad en la base y en la parte de atrás del muro, al permitir el flujo de agua

en ambos sentidos, sin permitir el paso de materiales propios de la fundación evitando socavación.

La camada armada era colocada en la zanja con la tapa abierta y se daba el proceso de llenado de piedra que se hacía con el cucharón de la excavadora con la ayuda de personal para ir acomodando la piedra para que existiera el mínimo de vacíos y que se dañará la malla por el golpe de una piedra (Ver Figura 4.29).

**Figura 4.29**  
**Llenado del gavión utilizando la excavadora**



Ya que el inicio del proyecto coincidía con el inicio del invierno, era muy importante cerrar el tramo que era excavado para que no fuera dañada la zanja o que una fuerte correntada desacomodara los gaviones o incluso arrastrarlos.

El cimiento se iba trabajando a un ritmo de 10 metros lineales, cuando lo permitía la lluvia. Al llegar a 70 metros se regresó a la estación 0+000 y se continuó con el proceso para la segunda camada, sólo que en vez de tres gaviones de 2x1x1, se usaban dos de 2x1x1 y uno de 2x1x0.5, disminuyendo en 0.5 metros la sección del muro. Para la tercera camada se utilizaron 2 gaviones de 2x1x1 en la sección, en la cuarta camada se usó un gavión de 2x1x1 y otro de 2x1x0.5, hasta la última, donde se colocó uno de 2x1x1.

**Figura 4.30**

**Muro lateral izquierdo hasta la estación 0+100**



La planificación original pretendía continuar con el margen izquierdo, sin embargo, una crecida del río desarmó los gaviones en la estación 0+070 y socavó parte del muro. Mientras se arreglaba la parte dañada que era alrededor de 20 metros y poder avanzar, se decidió comenzar con el margen derecho. En

la Figura 4.31 se ve un ejemplo de crecida del río Platanitos ante una leve lluvia ya que se puede apreciar personal trabajando en el lado derecho.

**Figura 4.31**  
**Crecida del río durante una lluvia**



Se realizó el mismo procedimiento de desviar el agua hacia el margen contrario al que se trabajaría, y se continuo exactamente el mismo procedimiento que para el margen izquierdo. Se trabajaron 20 metros del margen derecho completos.

Para evitar nuevos daños al muro, se siguió con el margen izquierdo hasta llegar a la estación 0+120, la estación final. Se empezaba a trabajar el margen derecho cuando a finales de septiembre, se dio un problema con la losa del puente Neto. Las fuertes lluvias de la época ocasionaron que se fracturara la

losa del puente, la cual ya no fue capaz de resistir el golpe hidráulico (Ver Figura 4.31 y 4.32), que se daba en ese punto por los desniveles que existían entre las aguas arriba y abajo del puente. Incluso un muro de gavión, que protegía una propiedad y un cabezal del puente, se desacomodó, dejándolos sin protección.

**Figura 4.32**

**Losa del puente que fue dañada en las lluvias de septiembre**



El puente peligraba con colapsar, por parte de la entidad contratante se pidió dar prioridad a salvar al puente. En vez de fundir otra losa, se colocaron camas de gavión hasta un nivel mucho más alto, que el que tenía la losa original, con gradas para disipar la energía del salto (Ver Figura 4.33).

**Figura 4.33**  
**Losa hecha con gavión tipo caja en sustitución a la de concreto dañada**



Menciono el hecho anterior porque fue importante en la continuidad del proyecto, ya que quedó prácticamente paralizado por un mes.

Al concluir los trabajos de emergencia, se continuó con el procedimiento ya conocido, hasta concluir lo que correspondía a la longitud total del diseño.

Luego de terminado los muros laterales se hizo el cerramiento en la estación 0+100, con la construcción de un dique y contradique con un ancho de 20 metros.

Para trabajar el dique y contradique se utilizó un procedimiento similar que cuando se hicieron los muros laterales pero a menor escala, el curso del río se desviaba al lado opuesto donde se trabajaba el gavión. Se trabajaron 10 metros del lado derecho y luego se desvió el agua hacia el dique construido, como no se había sellado permitía el paso del agua. Terminado el procedimiento de llenado del gavión del dique y contradique, se colocó Geotextil no tejido de 200 g/cm<sup>2</sup> (Ver Figura 4.34). En este caso funcionaría con el mismo concepto del uso en los muros, evitar el paso de materiales y evitar socavación, pero tendría la función adicional de provocar sedimentación de arena en la base, que en un mediano plazo provocaría el aumento del nivel del río, tal como le explica Forrester (2001).

**Figura 4.34**

**Dique y contradique finalizados con recubrimiento de geotextil de 200gr/cm<sup>2</sup>**



Finalmente se procedió al revestimiento de concreto de 3000 psi con acelerante de fraguado que protegerá la malla del gavión de la abrasión producida por partículas arrastradas por el agua en suspensión.