

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MUROS DE RETENCIÓN**

**CON GAVIONES**

MICHEL FRANÇOIS GAGNON FLORES

GUATEMALA

2006



**MUROS DE RETENCIÓN  
CON GAVIONES**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MUROS DE RETENCIÓN  
CON GAVIONES**

Trabajo de graduación presentado por

Michel François Gagnon Flores

para optar el grado académico de

Licenciatura en Ingeniería Civil

GUATEMALA

2006

**Vo.Bo.:**

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Héctor Valdez Arandi

**Tribunal:**

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Carlos Alejandro Maldonado Lutomirsky

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Héctor Valdez Arandi

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Franklin Matzdorf Monroy

**Fecha de aprobación:** 28 de noviembre del 2006

## **DEDICATORIA**

A Dios por haberme dado vida, salud y fuerza para poder alcanzar esta meta.

A mis padres, quienes son mi inspiración y siempre me han brindado amor, consejos y apoyo en todo momento para poder alcanzar la excelencia personal y profesional, este logro es el fruto de su esfuerzo y dedicación.

A mi familia y amigos, por su comprensión y cariño.

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad del Valle de Guatemala, por haberme brindado todos los conocimientos necesarios que ayudaron a la culminación y al alcance de todas las metas propuestas, tanto académicas como de desarrollo personal.

Al Ingeniero Franklin Matzdorf, por sus enseñanzas y orientación durante mi carrera académica.

A mi asesor, Ingeniero Héctor Valdez, por el apoyo para la realización de este trabajo.

## CONTENIDO

	Página
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABLAS	xv
RESUMEN	xvii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. Función y tipos de muros de contención	3
2.1 Tipos de estructura	3
2.1.1 Muros masivos rígidos	3
2.1.2 Muros masivos flexibles	3
2.1.3 Tierra reforzada	5
2.1.4 Estructuras ancladas	6
2.1.5 Estructuras enterradas	6
3. Muros de retención con gaviones	9
3.1 Clasificación de gaviones	10
3.2 Características generales de los gaviones	13

3.2.1	Flexibilidad	13
3.2.2	Permeabilidad	13
3.2.3	Durabilidad	14
3.2.4	Estética	14
3.2.5	Economía	15
3.2.6	Versatilidad	15
3.3	Consideraciones para diseño	16
3.3.1	Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud	16
3.3.2	Diseño interno de la estructura del gavión	17
3.3.3	Especificación del tipo de malla, tamaño de las unidades, tipo y número de uniones, tamaño y forma de los cantos	17
3.3.4	Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel	17
3.3.5	Sistema de filtro	18
4.	Conceptos básicos	19
4.1	Muros de gravedad	19
4.2	Determinación del empuje	20
4.3	Teoría de Rankine	23
4.4	Teoría de Coulomb	29
4.5	Método del equilibrio límite	34
4.6	Suelo cohesivo	35
4.7	Estructuras de sostenimiento parcialmente sumergidas	36
4.8	Macizo bajo la influencia de percolación de agua	38
4.9	Sobrecargas	39
4.10	Macizo no homogéneo	42

4.11 Paramento irregular	45
4.12 Efecto sísmico	46
4.13 Determinación del empuje pasivo	47
4.14 Confiabilidad de las teorías	48
4.15 Estabilidad de la estructura de sostenimiento	49
5. Determinación del empuje activo	51
5.1 Método del equilibrio límite	51
5.2 Determinación de la superficie de empuje	53
5.3 Terraplén en camadas	54
5.4 Efecto de la cohesión del suelo	57
5.5 Efecto de la superficie freática	59
5.6 Efecto de las cargas externas	60
5.6.1 Cargas distribuidas	60
5.6.2 Líneas de carga	60
5.7 Efecto sísmico	61
5.8 Punto de aplicación del empuje activo	63
6. Determinación del empuje pasivo	65
7. Análisis de la estabilidad externa	68
7.1 Estabilidad contra el deslizamiento	68
7.2 Estabilidad contra el volcamiento	71
7.3 Presión en la fundación	72
8. Análisis de la estabilidad interna	76

9. Análisis de la estabilidad global	78
9.1 Verificación a la rotura global	78
9.2 Método de Bishop	80
9.3 Determinación del círculo crítico (Métodos simplex)	85
10. Ejemplos de diseño	88
10.1 Ejemplo muro de retención en voladizo	88
10.1.1 Diseño preliminar	88
10.1.2 Investigación de la estabilidad	90
10.1.3 Cuerpo y tacón	92
10.1.4 Losa del puntal	93
10.1.5 Losa de talón	94
10.2 Ejemplo muro de retención con gaviones	95
11. Comparación de costos	104
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
13. BIBLIOGRAFÍA	118

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Pagina
1. Ejemplos de Muros Masivos Rígidos	4
2. Muro de Retención de Concreto Armado (Voladizo) con Contrafuertes Km. 9.5 Carretera al Salvador	4
3. Muro de Retención de Concreto Ciclópeo Km. 8.7 Carretera al Salvador	4
4. Ejemplos de Muros Masivos Flexibles	5
5. Muro de Retención con Gaviones Km. 10.5 Carretera al Salvador	5
6. Ejemplos Estructuras de Tierra Reforzada	6
7. Muro de Retención con Malla Boulevard Landivar Zona 15	6
8. Ejemplos de Estructuras Ancladas	7
9. Muro de Retención con Anclaje Pre-Tensado Km. 10.5 Carretera al Salvador	7
10. Muro de Retención con Anclaje Boulevard Landivar Zona 15	7
11. Ejemplos de Estructuras Enterradas	8
12. Dimensión “D” de la malla de la red	12
13. Flexibilidad de los Gaviones	13
14. Permeabilidad de los Gaviones	13
15. Capas Protectoras del Acero para su Durabilidad	14
16. Vegetación sobre un muro de Gaviones	14
17. Mano de obra no especializada para el armado de los Gaviones	15
18. Gaviones a orillas de un río	16

19. Construcción Muro de Gaviones Colonia Vistal Valle Carretera al Salvador	16
20. Muro de gravedad en gaviones	19
21. Empuje sobre un paramento móvil	20
22. Determinación de la presión lateral	24
23. Distribución de $\sigma_h$ en el estado activo y pasivo (suelo cohesivo)	25
24. Superficies de rotura en los estados activo y pasivo	26
25. Determinación de la presión lateral para ( $c = 0$ )	26
26. Superficie de rotura formada en el interior del macizo	30
27. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo	30
28. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el estado pasivo	32
29. Empuje debido a la sobrecarga distribuida uniforme	33
30. Método del equilibrio límite	34
31. Empuje activo en suelos cohesivos	36
32. Estructura de sostenimiento parcialmente sumergida	37
33. Red de flujo a través del macizo sostenido	38
34. Carga uniforme sobre el macizo	39
35. Línea de carga paralela a la estructura de sostenimiento	40
36. Efecto de las sobrecargas por la teoría de elasticidad	41
37. Macizo no homogéneo	42
38. Distribución de la presión lateral en la segunda camada de suelo	44
39. Muro de contención con paramento irregular	45
40. Fuerzas de inercia que actúan sobre la cuña de suelo	46
41. Determinación del empuje pasivo	48
42. Tipos de rotura de muros de sostenimiento	49
43. Fuerzas que actúan sobre la estructura de sostenimiento	50
44. Fuerzas de flotación (sub-presión) e inercia	50

45. Método del equilibrio límite	52
46. Peso propio de la cuña P.	52
47. Variación de $E_a$ con $\rho$	53
48. Superficie de empuje	53
49. Base alargada	54
50. Terraplén con mas de un tipo de suelo	55
51. Punto de aplicación del empuje en las distintas camadas	56
52. Grietas de tracción en terraplén cohesivo	58
53. Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo cohesivo	59
54. Presiones debidas a la freática	59
55. Consideración de las cargas distribuidas	61
56. Consideración de las líneas de carga	61
57. Fuerzas debidas al efecto sísmico	62
58. Punto de aplicación del efecto de las líneas de cargas	63
59. Caso de empuje pasivo	65
60. Determinación de la presión pasiva disponible	66
61. Fuerzas que actúan sobre el muro de retención	68
62. Momentos de estabilización y de volcamiento	71
63. Punto de aplicación de $N$	73
64. Distribución de las presiones en la base	74
65. Análisis de las secciones intermedias	76
66. Rotura global del relleno (superficies planas)	78
67. Cuñas formadas en el análisis de deslizamiento	80
68. División de franjas en el método de Bishop	81
69. Geometría y fuerzas que actúan en las fajas	82
70. Fuerza horizontal U en muro parcialmente sumergido	85
71. Coordenadas del círculo de rotura	85
72. Muro de Retención en Voladizo	89

73. Diseño del Muro de Retención con Gaviones	95
74. Comparación de costos en diferentes alturas presentados en tablas anteriores	113

## LISTA DE TABLAS

Tabla	Pagina
1. Dimensiones standard de gaviones	10
2. Pesos específicos de rocas	12
3. Tracción admisible en la malla	77
4. Datos iniciales (Precios en US\$, fecha base septiembre / 2006)	102
5. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 2 metros)	103
6. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 3 metros)	103
7. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 4 metros)	104
8. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 5 metros)	104
9. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 6 metros)	105
10. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 8 metros)	105
11. Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja (Altura H = 10 metros)	106
11. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura H = 2 metros)	106
12. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura H = 3 metros)	107
13. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura H = 4 metros)	108

14. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura $H = 5$ metros)	109
15. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura $H = 6$ metros)	110
16. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura $H = 8$ metros)	111
17. Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo (Altura $H = 10$ metros)	112

## **RESUMEN**

Los muros de retención con gaviones, pueden llegar a ser una solución alternativa mas económica y mas rápida para la ejecución de proyectos donde las condiciones ya sea climáticas o topográficas, son muy variables, y pueden comprometer el tiempo estipulado para la finalización y entrega del proyecto.

En este trabajo de graduación, se puede apreciar la similitud en el calculo y el diferencial de costos entre un muro de retención en voladizo y un muro de retención con gaviones, y poder apreciar las ventajas que se pueden obtener a la hora de utilizar el muro de retención con gaviones como una solución opcional.

## 1. INTRODUCCIÓN

Los muros de retención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén esta restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía. Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

A diferencia de aquellos que forman parte de estructuras como los muros de sótanos, los muros de retención autoportantes son de varios tipos y los más comunes son los muros de gravedad, muros en voladizo y muros con contrafuertes. El muro de gravedad contiene la tierra trabajando únicamente con su peso propio. El muro de concreto reforzado en voladizo consta de un cuerpo vertical que contiene la tierra y se mantiene en posición gracias a la zapata o losa base. En este caso, el peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Puesto que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Para reducir los momentos flectores en muros verticales de gran altura, se utilizan contrafuertes espaciados entre si a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro. En algunos casos, los límites de la propiedad u otras restricciones obligan a colocar el muro en el borde delantero de la losa base, es decir, a omitir el puntal.

Para determinar cuál de los tres tipos de muros es el más apropiado, depende de una variedad de condiciones como la disponibilidad local, el precio de los materiales de construcción y los derechos de propiedad.

Los muros de retención utilizando gaviones pueden ser una solución alternativa para algunas de las condiciones anteriormente mencionadas. Algunas de las ventajas que se tiene con los gaviones son que su construcción no requiere de mano de obra especializada, los materiales utilizados son fáciles de adquirir, se puede armar y colocar en cualquier condición climática, es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla.

## 2. FUNCIÓN Y TIPOS DE MUROS DE RETENCIÓN

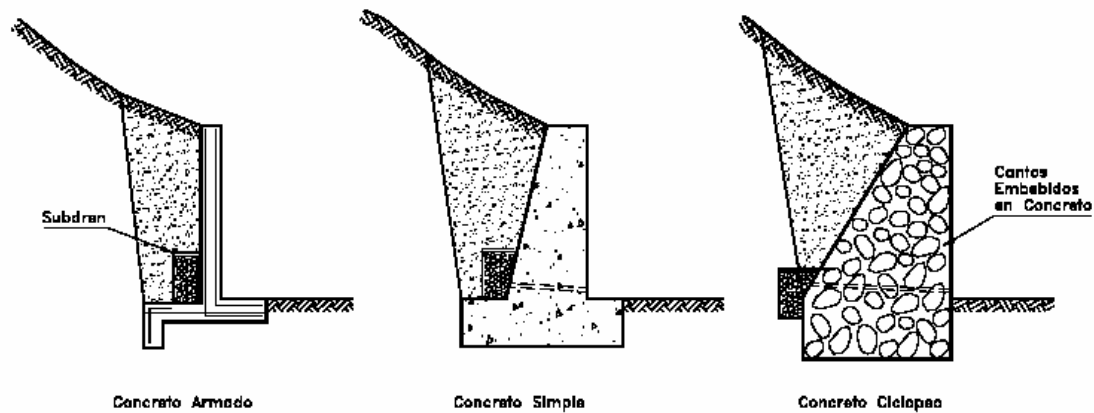
Los muros de retención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén esta restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía. Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano. A diferencia de aquellos que forman parte de estructuras como los muros de sótanos, los muros de retención autoportantes son de varios tipos.

### 2.1 Tipos de estructura

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

**2.1.1 Muros masivos rígidos.** Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. Entre estas estructuras se encuentran los muros de concreto armado, concreto simple y concreto ciclópeo.

**2.1.2 Muros masivos flexibles.** Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Entre estos se encuentran los muros de gaviones, cribas y llantas.



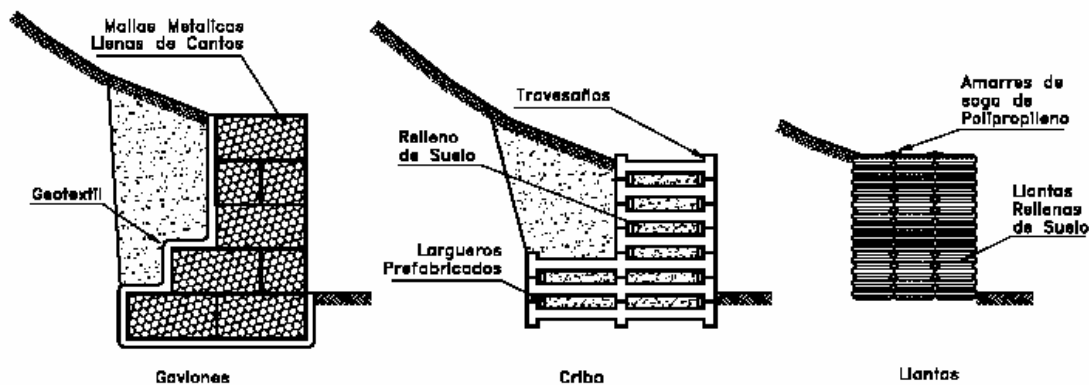
**Figura 1:** Ejemplos de Muros Masivos Rígidos



**Figura 2:** Muro de Retención de Concreto Armado (Voladizo) con Contrafuertes  
Km. 9.5 Carretera al Salvador



**Figura 3:** Muro de Retención de Concreto Ciclópeo  
Km. 8.7 Carretera al Salvador

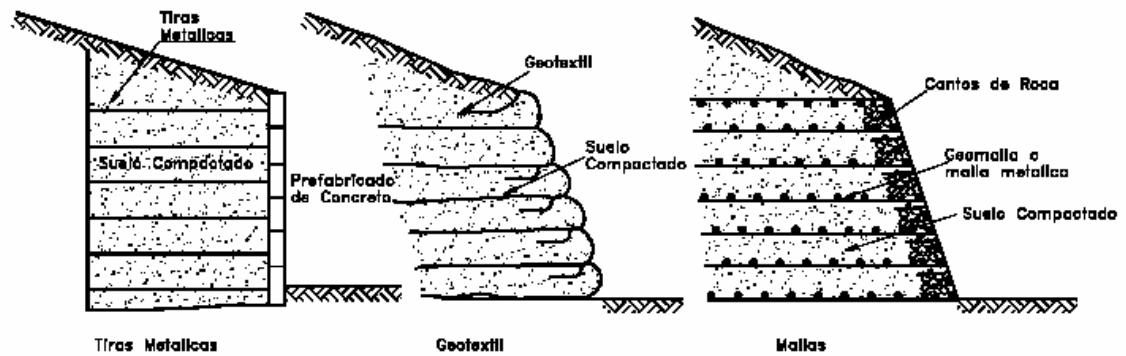


**Figura 4:** Ejemplos de Muros Masivos Flexibles



**Figura 5:** Muro de Retención con Gaviones  
Km. 10.5 Carretera al Salvador

**2.1.3 Tierra reforzada.** Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Pueden adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de retención. Entre estos se encuentran los muros donde se utiliza las tiras metálicas, el geotextil y las mallas.



**Figura 6:** Ejemplos Estructuras de Tierra Reforzada

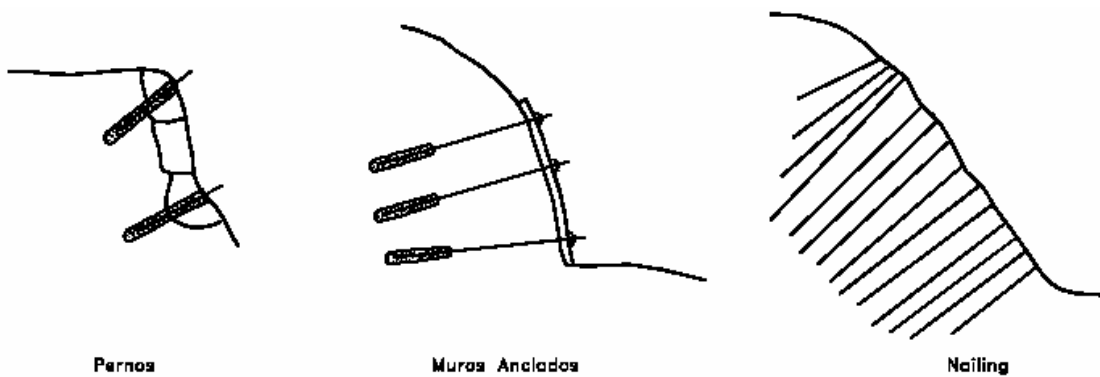


**Figura 7:** Muro de Retención con Malla

Boulevard Landívar, Zona 15

**2.1.4 Estructuras ancladas.** En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con concreto. Los anclajes pueden ser pre-tensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa. Entre estos se encuentran los muros con pernos, los anclados y el “nailing”.

**2.1.5 Estructuras enterradas.** Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante. Entre estos se pueden encontrar las tablestacas, pilas o caissons y los pilotes.



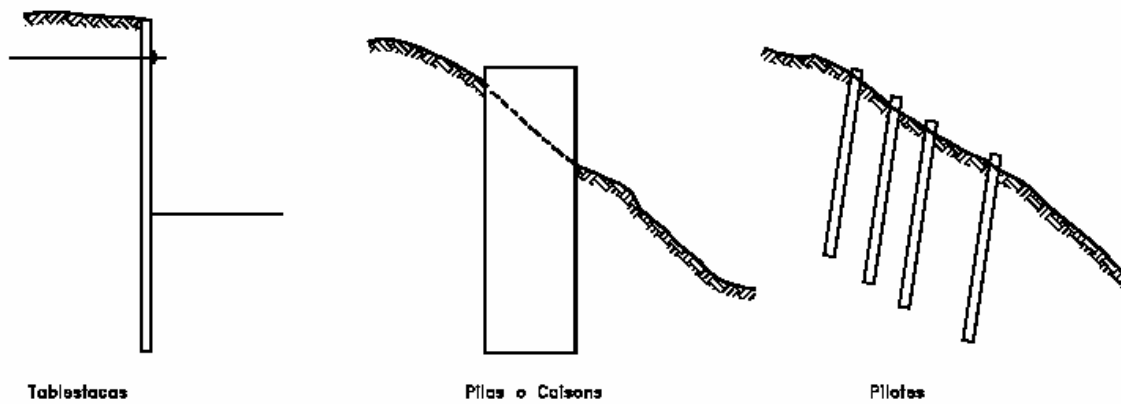
**Figura 8:** Ejemplos de Estructuras Ancladas



**Figura 9:** Muro de Retención con Anclaje Pre-Tensado  
Km. 10.5 Carretera al Salvador



**Figura 10:** Muro de Retención con Anclaje  
Boulevard Landivar, Zona 15



**Figura 11:** Ejemplos de Estructuras Enterradas

### 3. MUROS DE RETENCIÓN CON GAVIONES

Según la historia, los gaviones han sido utilizados desde los tiempos de los egipcios, quienes fueron los primeros en utilizarlos hace más de 2,000 años. Estas estaban fabricadas con caña y rellenos de piedra; eran usados para sus fortificaciones y para el control de erosión.

Actualmente una armazón de tela metálica, relleno de piedras ha sustituido la cesta de caña, pero la fuerza básica de los gaviones -y sus ventajas respecto a otras estructuras rígidas utilizadas en las obras de ingeniería- es la misma. La flexibilidad intrínseca del armazón de los gaviones, sujetos a tensión y compresión alternantes, les permite trabajar sin romperse, y así se evita que pierdan su eficacia estructural. Como estructura deformable, todo cambio en su forma por hundimiento de su base o por presión interna es una característica funcional y no un defecto. Así pues, se adapta a los pequeños movimientos de la tierra y, al deformarse, conserva su solidez estructural sin fracturas.

Como los gaviones se sujetan entre sí, la tela metálica resiste mucho la tensión, a diferencia del concreto. Una estructura de gaviones soporta un grado de tensión que comprometería mucho a una estructura de piedra seca y sería francamente peligrosa para el concreto y la mampostería simples. El armazón de tela metálica no es un mero recipiente para el relleno de piedras, sino un refuerzo de toda la estructura.

Las piedras de relleno ofrecen un mayor grado de permeabilidad en toda la estructura, lo que elimina la necesidad de un sistema de desagüe. En las obras hidráulicas también se eliminan así las presiones contrarias ejercidas en las orillas de los ríos por la variación de la profundidad del agua debida a las crecidas y los estiajes.

Los gaviones también se pueden fabricar literalmente a mano. Esto tiene una doble ventaja: rebaja el costo y crea una pequeña industria rural, con mano de obra local no calificada. Así se sigue la tendencia a incrementar el uso de técnicas de mano de obra de alta densidad en los proyectos modernos de desarrollo.

Las estructuras de gaviones se pueden hacer sin equipo mecánico y la obra puede iniciarse enseguida porque las primeras etapas de excavación y colocación de los cimientos son mínimas y se pueden realizar a mano. Al terminar, los gaviones pueden recibir de inmediato toda su carga sin los periodos de espera -de hasta un mes- normalmente asociados a las construcciones de concreto. Es más, resulta relativamente fácil lograr una buena calidad de construcción por la simplicidad de los dos materiales utilizados, es decir, los gaviones y las piedras.

### 3.1 Clasificación de gaviones

Existen tres tipos de gaviones en el mercado actual. Tipo caja, colchón y saco. Para las obras de retención, generalmente son utilizados los gaviones tipo caja. Los gaviones caja son elementos en forma de prisma rectangular, subdivididos internamente en células, mediante la inserción de diafragmas durante el proceso de fabricación. Las dimensiones Standard de los gaviones caja son detalladas en la siguiente tabla:

**Tabla 1:** Dimensiones standard de gaviones

<b>Gaviones caja con diafragmas</b>				
<b>Diafragma</b>			<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Diafragmas (cant.)</b>
<b>Largo (m)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Altura (m)</b>		
1.50	1.00	0.50	0.75	---
2.00	1.00	0.50	1.00	1
3.00	1.00	0.50	1.50	2
4.00	1.00	0.50	2.00	3
5.00	1.50	0.50	3.75	4
1.50	1.00	1.00	1.50	---
2.00	1.00	1.00	2.00	1
3.00	1.00	1.00	3.00	2
4.00	1.00	1.00	4.00	3
5.00	1.50	1.00	7.50	4

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro. En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = (1 - n_r) \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

donde:

$n_r$  = Porosidad del enrocado

$G_s$  = Gravedad Específica de la roca

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares  $G_s$  puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

Para el relleno de los gaviones pueden ser utilizados materiales pétreos o no, desde que su peso y características satisfagan las exigencias estáticas, funcionales y de durabilidad de la estructura.

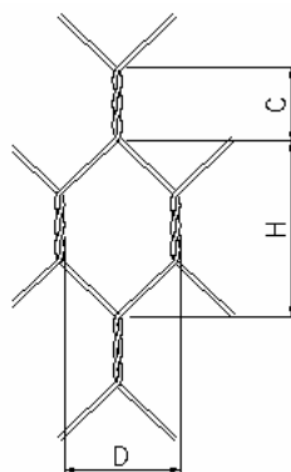
Los materiales más usados son aquellos provenientes de cantera (piedra, piedra partida, piedra laja, etc.) o de cauces de ríos (canto rodado). Por obvias razones se debe preferir materiales de mayor peso específico y evitar materiales friables, solubles o porosos, sobre todo en regiones muy frías.

La siguiente tabla presenta los pesos específicos indicativos para los diversos tipos de rocas.

**Tabla 2:** Pesos específicos de rocas

Tipo de roca	Peso específico (Kg./m <sup>3</sup> )
Basalto	2,900
Granito	2,600
Caliza compacta	2,600
Traquita	2,500
Arenisca	2,300
Caliza tierna	2,200
Toba	1,700

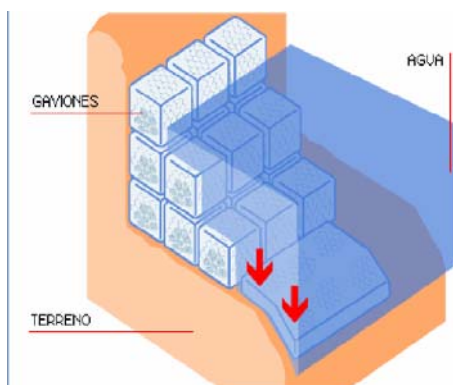
La granulometría del material debe situarse entre una o dos veces la dimensión “D” (figura 12) de la malla de la red, al fin de evitar la fuga del material y garantizar el mayor peso específico posible de la estructura.



**Figura 12:** Dimensión “D” de la malla de la red

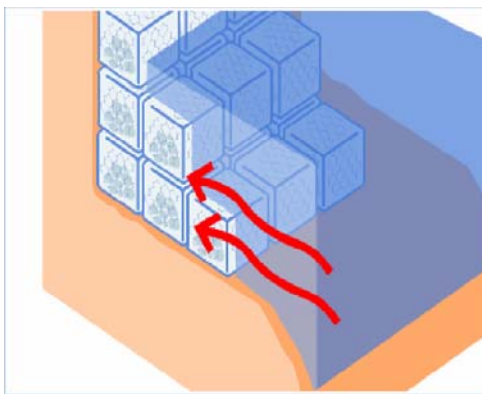
## 3.2 Características generales de los gaviones

**3.2.1 Flexibilidad.** Los gaviones permiten que las estructuras se deformen sin perder su funcionalidad. Esta propiedad es esencialmente importante cuando la obra debe soportar grandes empujes del terreno y a la vez está fundada sobre suelos inestables o expuestos a grandes erosiones. Al contrario de las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite acciones de recuperación eficientes.



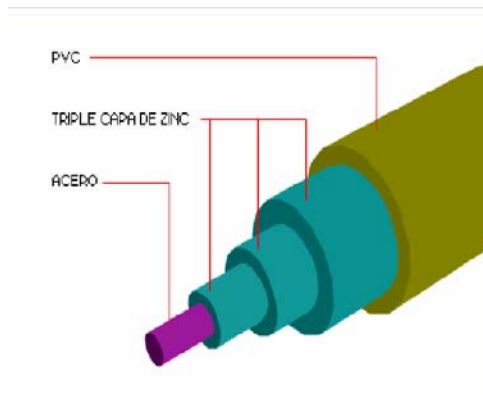
**Figura 13:** Flexibilidad de los Gaviones

**3.2.2 Permeabilidad.** Los gaviones al estar constituidos por malla y piedras, son estructuras altamente permeables, lo que impide que se generen presiones hidrostáticas para el caso de obras de defensas ribereñas; del mismo modo se constituyen como drenes que permiten la evacuación de las aguas, anulando la posibilidad de que se generen empujes desde la cara seca de la estructura.



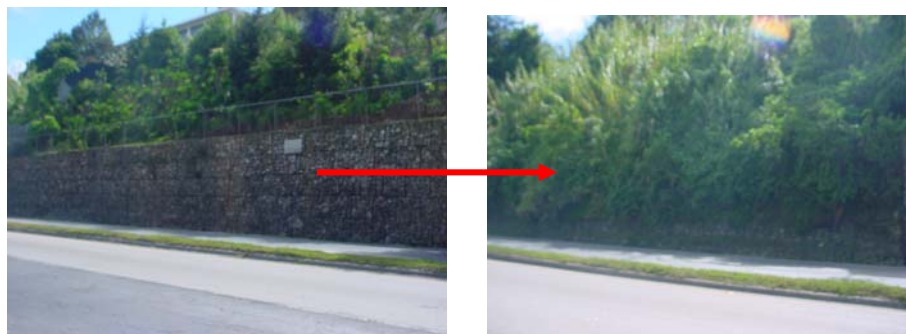
**Figura 14:** Permeabilidad de los Gaviones

**3.2.3 Durabilidad.** La durabilidad de los gaviones depende mucho de las mallas utilizadas para los mismos. Mucho de las compañías que venden estos productos, ofrecen las mallas con recubrimientos de protección de los alambres, los cuales garantizan la vida útil de los mismos. Esto es para evitar la corrosión severa de los alambres, y así alargar la vida tanto de los gaviones como el de la estructura.



**Figura 15:** Capas Protectoras del Acero para su Durabilidad

**3.2.4 Estética.** Los gaviones se integran armoniosamente de forma natural a su entorno, permitiendo el crecimiento de vegetación conservando el ecosistema pre-existente. Esto no afecta su función estructural.



**Figura 16:** Vegetación sobre un muro de Gaviones

**3.2.5 Economía.** La facilidad de armado de los gaviones fabricados hace que estos no requieran mano de obra especializada. Las herramientas necesarias son simples (cizallas, alicates, etc.), logrando altos rendimientos en la instalación. Las piedras de relleno muchas veces son extraídas del mismo lugar donde se efectúa la instalación influyendo a favor de la reducción del costo final de la obra. (Para más información ver tema 10, Comparación de Costos)



**Figura 17:** Mano de obra no especializada para el armado de los Gaviones

**3.2.6 Versatilidad.** Por la naturaleza de los materiales que se emplean en los gaviones, estos permiten su construcción de manera manual o mecanizada en cualquier condición climática, ya sea en presencia de agua o en lugares de difícil acceso. Su construcción es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, del mismo modo, permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla. Muchas veces el aprovechamiento de mano de obra de la región es factor determinante para la realización de la obra. En algunos casos, la construcción en régimen comunitario, hace que la comunidad local participe en la construcción a través de programas sociales.



**Figura 18:** Gaviones a orillas de un río



**Figura 19:** Construcción Muro de Gaviones  
Colonia Vistal Valle, Carretera al Salvador

### 3.3 Consideraciones para diseño

**3.3.1 Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento, y estabilidad del talud.** En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúe en el tercio medio de la sección volumétrica del muro. El ángulo movilizado de fricción  $\delta$  utilizado en el diseño no debe exceder  $\phi'/2$  donde:  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso que el muro se cimiente sobre suelos compresibles  $\delta$  igual a cero. No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones

internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

**3.3.2 Diseño interno de la estructura del gavión.** El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

**3.3.3 Especificación del tipo de malla, tamaño de las unidades, tipo y número de uniones, tamaño y forma de los cantos.** Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de doble torsión electrosoldada o eslabonada y el calibre de alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades. Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada. El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

**3.3.4 Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel.** Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño.

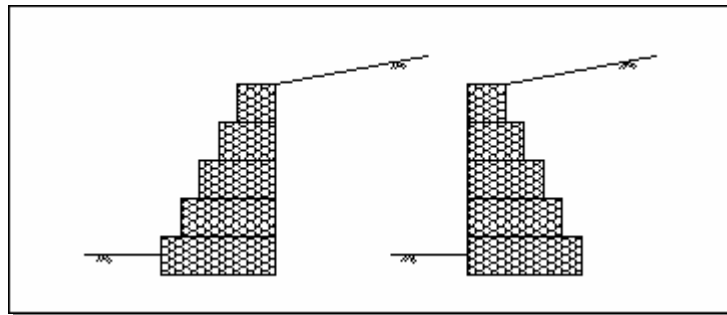
**3.3.5 Sistema de filtro.** En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un drenaje colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro de gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

## 4. CONCEPTOS BÁSICOS

### 4.1 Muros de gravedad

Los muros de sostenimiento de gravedad son estructuras frecuentemente utilizadas en la retención de desniveles de suelo en diversos tipos de obras tales como construcciones de gradas, canales, retención de taludes, encuentros de puentes, obras hidráulicas, etc. Básicamente, el muro de retención de gravedad es una estructura relativamente maciza y rígida que con su propio peso impide la caída del material sostenido.

Los muros de retención contruidos con los gaviones siguen también esta idea y se componen de bloques formados por enrocamiento envueltos con una red especialmente confeccionada para este fin, que son superpuestos formando una estructura de sostenimiento (figura 20).



**Figura 20:** Muro de gravedad en gaviones.

El material sostenido está compuesto normalmente por un relleno que es colocado posteriormente a la construcción del muro entre éste y el macizo original. Estos, conjuntamente con eventuales sobrecargas que vengán a ser aplicadas sobre el macizo, generan las cargas que actúan sobre el muro. Por lo tanto, éste debe ser dimensionado de

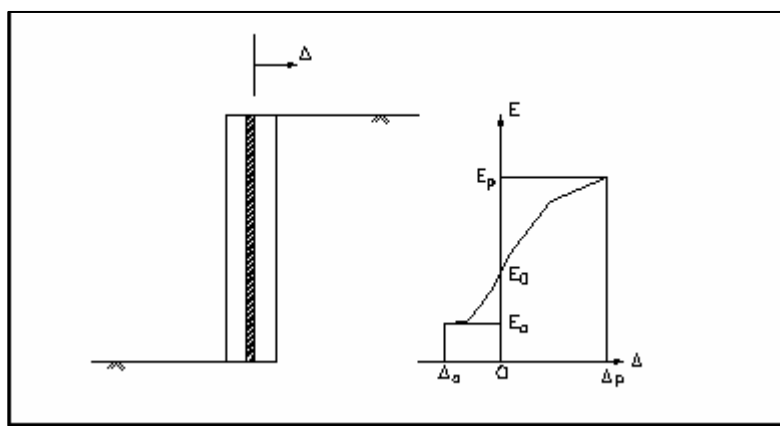
tal forma que soporte estas cargas sin que haya una rotura o una deformación excesiva de su estructura, de su fundación o del resto del macizo de tierra.

El dimensionado de una estructura de este tipo, consiste en determinar las cargas (empujes) que actúan sobre la estructura de sostenimiento y luego verificar la posibilidad de ocurrencia de los diversos tipos de rotura a que el muro está sujeto.

#### 4.2 Determinación del empuje

El empuje de tierra es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de sostenimiento o de fundación. Estas presiones pueden ser debidas al peso propio del suelo o a sobrecargas aplicadas sobre él.

El valor del empuje sobre una estructura depende fundamentalmente de la deformación que esta sufre bajo la acción del empuje. Así siendo, efectuado un experimento utilizando un paramento vertical móvil, como el mostrado en la figura 21, soportando un desnivel de suelo, se verifica que la presión ejercida por el suelo sobre el paramento varía con el deslizamiento del mismo.



**Figura 21:** Empuje sobre un paramento móvil.

Cuando el paramento se aparta del suelo sostenido, hay una disminución del empuje hasta un valor mínimo que corresponde al total desarrollo de la resistencia interna del suelo. Esta condición se obtiene con un pequeño desplazamiento del paramento y es llamado estado activo. El empuje actuante en este instante, es llamado empuje activo ( $E_a$ ). Si al contrario el paramento es movido contra el suelo sostenido, habrá un aumento del empuje hasta un valor máximo donde habrá nuevamente movilización total de la resistencia del suelo. A este valor máximo se le llama empuje pasivo ( $E_p$ ) y la condición de deformación en que ocurre es llamado estado pasivo. A diferencia del estado activo, el estado pasivo solo es desarrollado después de un desplazamiento mucho mayor del paramento.

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil en su posición inicial, el empuje, conocido como empuje en reposo ( $E_0$ ), se mantendrá entre los valores del empuje activo y del empuje pasivo. Esta condición no representa un completo desarrollo de la resistencia del suelo.

Los muros de sostenimiento de gravedad en general permiten una deformación del suelo sostenido suficiente para que su resistencia sea totalmente desarrollada. Por lo tanto, deben ser dimensionados sobre la acción del empuje activo.

El problema de la determinación de la magnitud y distribución de la presión lateral del suelo es estáticamente indeterminado y son necesarias hipótesis sobre la relación entre las tensiones y las deformaciones del suelo para que se pueda llegar a una solución.

Los métodos de solución pueden ser divididos en cuatro categorías:

- En caso se asuma una relación única entre tensión y deformación el valor de la tensión puede ser determinado para cada punto en el interior del macizo, así como el desplazamiento de la estructura de sostenimiento. Las condiciones de equilibrio con las condiciones de compatibilidad forman un sistema de ecuaciones diferenciales que debe ser resuelto con el recurso de métodos numéricos como el método de los

elementos finitos. Estos métodos, a pesar de poderosos, exigen un conocimiento mas completo del comportamiento del suelo para el establecimiento de las relaciones tensión-deformación. Este conocimiento no siempre esta al alcance del proyectista y, además, las herramientas numéricas necesarias son muchas veces inaccesibles por su complejidad.

- La teoría de la plasticidad puede ser utilizada para determinar las tensiones en el macizo sobre la hipótesis de que la condición de plastificación es satisfecha en todo el macizo o a lo largo de superficies específicas. Estas superficies son las superficies de corrimiento o de rotura.
- El tercer método es aquel que examina el equilibrio del macizo de tierra. Las condiciones de equilibrio y las condiciones del contorno forman un sistema de ecuaciones para despejar las incógnitas.
- Otro método muy conocido es el Método del Equilibrio Límite, donde se seleccionan superficies de corrimiento arbitrarias y se determinan las fuerzas que actúan en las fronteras de la masa de suelo. La superficie definitiva es aquella que provoca un valor extremo para el empuje.

Como puede verse, los tres últimos métodos utilizan superficies de rotura. Cada una de esas superficies deben atender ciertas condiciones. Las condiciones estáticas exigen el equilibrio, además de atender a las condiciones de rotura. En la práctica, la teoría de Mohr -Coulomb es utilizada casi exclusivamente como criterio de rotura. Siguiendo esta teoría, la tensión de corte  $\tau$ , a lo largo de la superficie de rotura, debe ser igual a la resistencia  $s$  que esta dada por:

$$(4.1) \quad s = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

donde:  $\sigma$  es la tensión normal que actúa sobre la superficie de rotura,  $c$  y  $\varphi$  son los parámetros característicos del suelo conocidas como cohesión y ángulo de fricción interna.

En el desarrollo de la solución, generalmente son tomadas fajas unitarias de macizo y de la estructura de sostenimiento, se admite que todas las secciones son iguales, lo que equivale a aproximarse a un problema bidimensional de deformación. Esta aproximación simplifica bastante el análisis y, además, en general es más conservadora que el análisis tridimensional.

### 4.3 Teoría de Rankine

Al analizar el estado de tensión de un elemento de suelo localizado a una profundidad  $z$  junto al paramento de la figura 21, se puede determinar la tensión vertical  $\sigma_v$ , definida por:

$$(4.2) \quad \sigma_v = \gamma \cdot z$$

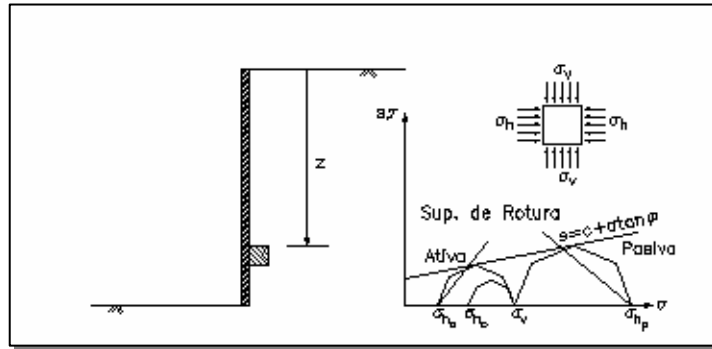
donde:  $\gamma$  es el peso específico del suelo.

Mientras el paramento permanece en reposo, la tensión horizontal actuante sobre el elemento es indeterminada, pero cuando el suelo llega a la deformación de estado activo esta tensión puede ser determinada por la envolvente de la resistencia del material, como se muestra en la figura 22. En este instante la tensión horizontal esta dada por:

$$(4.3) \quad \sigma_h = k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

$$(4.4) \quad k_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

donde:  $K_a$  es denominado coeficiente de empuje activo.



**Figura 22:** Determinación de la presión lateral

A través de este resultado se puede determinar el valor del empuje activo resultante  $E_a$  sobre el paramento:

$$(4.5) \quad E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a}$$

donde:  $H$  es la altura del desnivel del suelo.

En el caso que el paramento se mueva contra el suelo hasta el estado pasivo, se obtiene:

$$(4.6) \quad \sigma_h = k_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}$$

donde:

$$(4.7) \quad k_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

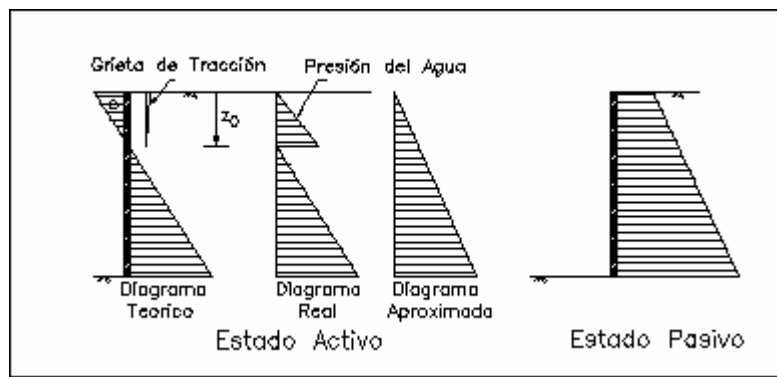
donde:  $K_p$  es denominado coeficiente de empuje pasivo y el empuje resultante  $E_p$  esta dado por:

$$(4.8) \quad E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p}$$

Se verificara por esos resultados que el suelo cohesivo queda sujeto a tensiones de tracción en su porción superior en el estado activo. Estas tensiones de tracción se prolongan hasta una profundidad  $z_o$  dada por:

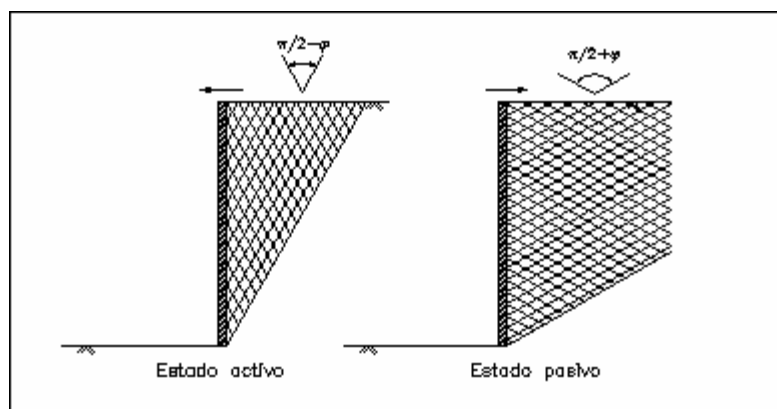
$$(4.9) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{k_a}}$$

Ocurre que el suelo normalmente no resiste tensiones de tracción. En consecuencia se presentan grietas en la superficie hasta esta profundidad. Siendo así, no se puede contar con estas tensiones que disminuirían el valor del empuje activo resultante. Además, estas grietas pueden estar saturadas con agua proveniente de lluvias, lo que puede aumentar aún más el valor del empuje. El resultado es la distribución mostrada en la figura 23. Para efecto de cálculo se puede adoptar la distribución mostrada en la misma figura y sugerida por Bowles.



**Figura 23:** Distribución de  $\sigma_h$  en el estado activo y pasivo (suelo cohesivo)

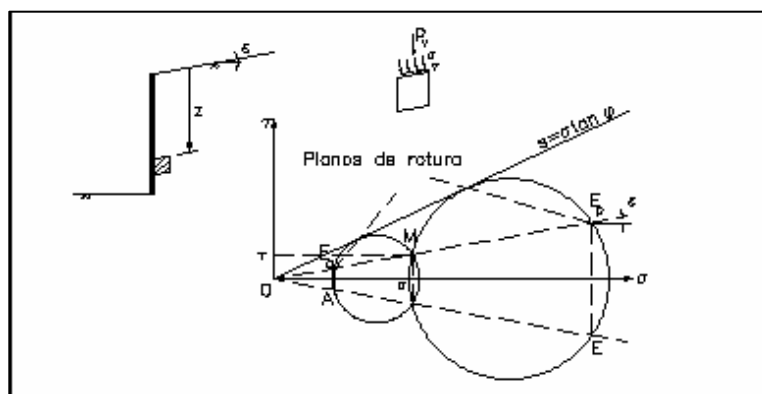
Estas tensiones de tracción no ocurren en el estado pasivo, como se puede ver en la figura 23. Siendo así, no existe la formación de grietas de tracción en el estado pasivo. Las direcciones de las superficies de rotura en el estado activo y pasivo son dadas por los gráficos de la figura 21 y mostradas en la figura 24.



**Figura 24:** Superficies de rotura en los estados activo y pasivo

En el caso que la superficie del suelo no sea horizontal, exhibiendo una inclinación  $\varepsilon$ , el valor de la presión vertical  $p_v$ , estará dada por (figura 25):

$$(4.10) \quad p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \varepsilon$$



**Figura 25:** Determinación de la presión lateral para ( $c = 0$ )

Como la tensión vertical  $p_v$  tiene una inclinación  $\varepsilon$  en relación a la superficie del elemento de suelo mostrado, esta puede ser descompuesta en una tensión normal  $\sigma$  y una tensión tangencial  $\tau$ .

$$(4.11) \quad \sigma = p_v \cdot \cos \varepsilon = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \varepsilon$$

y

$$(4.12) \quad \tau = p_v \sin \varepsilon = \gamma \cdot z \cdot \sin \varepsilon \cdot \cos \varepsilon$$

En la figura 25 se muestran los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo para el caso de suelo no cohesivo ( $c = 0$ ). Allí se puede verificar que la presión lateral  $p_l$  sobre el paramento posee una inclinación  $\varepsilon$  en los dos estados y que la relación entre esta y la presión vertical está dada por:

$$(4.13) \quad \frac{p_{la}}{p_v} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OM}} = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}} = k_a$$

para el caso activo, y

$$(4.14) \quad \frac{p_{lp}}{p_v} = \frac{\overline{OP}}{\overline{OM}} = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}} = k_p$$

para el caso pasivo.

Por lo tanto, los empujes activo y pasivo están dados por:

$$(4.15) \quad p_{la} = \gamma \cdot H \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon$$

$$(4.16) \quad p_{lp} = \gamma \cdot H \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon \rightarrow E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon$$

y tienen ambos una dirección paralela a la superficie del suelo.

Para el caso de suelo cohesivo, no hay una expresión analítica disponible cuando la superficie del suelo no es horizontal, siendo necesaria la determinación de la presión lateral gráficamente con el uso de los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo.

También en este caso se presentan grietas de tracción en el estado activo hasta una profundidad  $z_0$  dada por:

$$(4.17) \quad z_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}, \text{ [ángulos en radianes]}$$

Cuando existe sobrecarga distribuida  $q$  sobre el macizo, su efecto sobre el paramento esta dado por un aumento constante de presión lateral que viene dado por:

$$(4.18) \quad p_{la} = (\gamma \cdot z + q) \cdot k_a \cos \varepsilon \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon + q \cdot H \cdot k_a \cdot \cos \varepsilon$$

y

$$(4.19) \quad p_{lp} = (\gamma \cdot z + q) \cdot k_p \cos \varepsilon \rightarrow E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon + q \cdot H \cdot k_p \cdot \cos \varepsilon$$

para los estados activo y pasivo, respectivamente.

El punto de aplicación del empuje, en todos esos casos, esta localizado en el centro de gravedad del diagrama de presiones laterales ya descritos. Asimismo, en caso de suelo no cohesivo y sobrecarga nula, el diagrama de presión lateral es triangular y el punto de

aplicación del empuje, tanto activo como pasivo, esta localizado a una altura igual a  $H/3$  de la base del paramento.

#### 4.4 Teoría de Coulomb

Otra manera de cuantificar el empuje activo o pasivo sobre una estructura de sostenimiento es admitiendo que en el instante del desarrollo total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de rotura en el interior del macizo.

Estas superficies delimitarán entonces una porción del macizo que se desplazará en relación a lo restante del suelo en el sentido del desplazamiento de la estructura (figura 26).

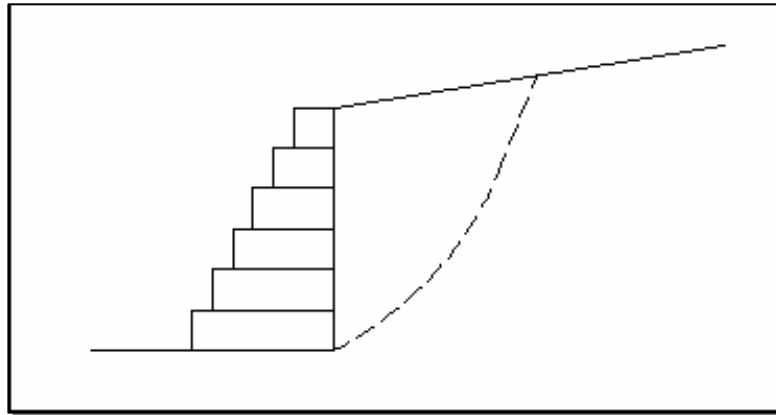
Si esta porción de suelo fuera considerada como un cuerpo rígido, el empuje puede entonces ser determinado del equilibrio de fuerzas actuantes sobre este cuerpo rígido.

El método de Coulomb admite que estas superficies de rotura son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la más crítica de las superficies de rotura.

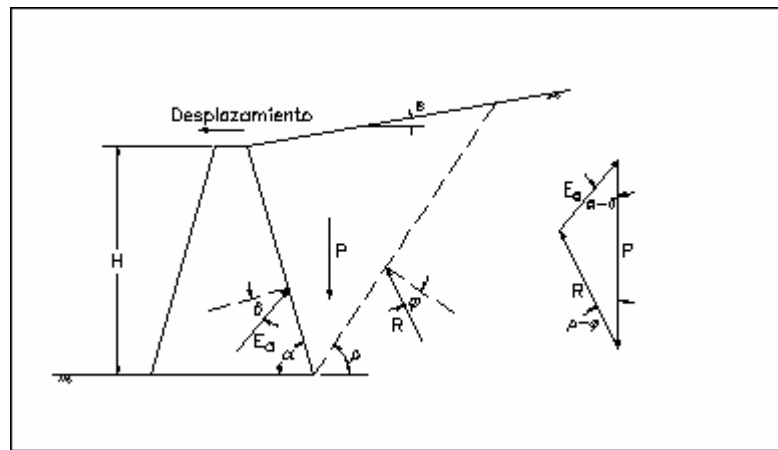
La ventaja de este método reside en el hecho que se puede considerar la influencia de la fricción entre la estructura de sostenimiento y el suelo, además de posibilitar el análisis de estructuras con un paramento no vertical.

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada en estado activo se muestran en la figura 27. Estas fuerzas son su peso propio  $P$ , la reacción del macizo  $R$ , que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación  $\delta$  en relación a la superficie de rotura; y el empuje activo  $E_a$  que exhibe también una inclinación  $\delta$  en relación al paramento de la estructura de sostenimiento.

Esta última inclinación es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de sostenimiento.



**Figura 26:** Superficie de rotura formada en el interior del macizo



**Figura 27:** Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo

El valor del peso propio es:

$$(4.20) \quad P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \left[ \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \varepsilon)}{\sin(\rho - \varepsilon)} \right]$$

El empuje activo puede ser determinado a partir del equilibrio de fuerzas:

$$(4.21) \quad \frac{E_a}{\sin(\rho - \varphi)} = \frac{P}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

$$(4.22) \quad E_a = \frac{P \cdot \sin(\rho - \varphi)}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

La superficie más crítica, en el caso activo, es aquella que lleva el valor de  $E_a$  a un máximo, o sea, se obtiene derivando la expresión anterior con respecto al ángulo de la superficie de rotura  $\rho$ :

$$(4.23) \quad \frac{dE_a}{d\rho} = 0$$

de allí se obtiene el valor máximo de  $E_a$ :

$$(4.24) \quad E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a$$

donde

$$(4.25) \quad k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2}$$

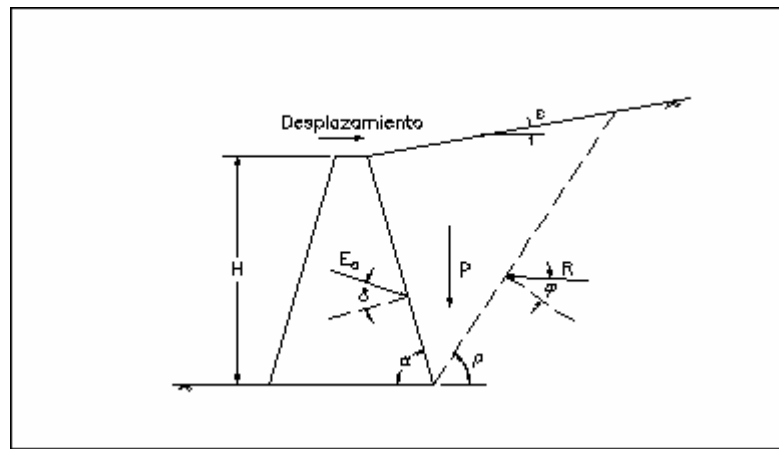
En el estado pasivo hay una inversión de las inclinaciones de las fuerzas  $R$  y  $E_p$  debido a la inversión en el sentido del desplazamiento de la estructura y la superficie más crítica es aquella que lleva  $E_p$  a un valor mínimo (figura 28).

El valor del empuje pasivo  $E_p$  esta dado por:

$$(4.26) \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_p$$

donde:

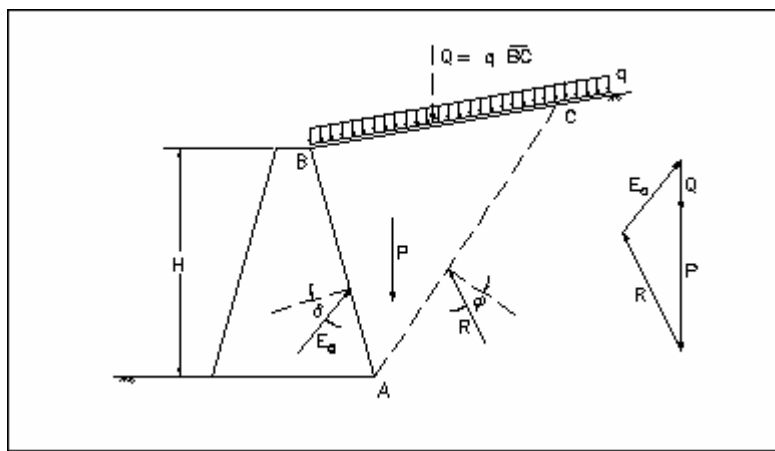
$$(4.27) \quad k_p = \frac{\sin^2(\alpha + \delta)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2}$$



**Figura 28:** Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el estado pasivo

Como en este proceso no hay una determinación directa de la presión lateral, y si una determinación directa del empuje total, no es posible la determinación del punto de aplicación del empuje a través del centro de gravedad del diagrama de presión lateral como en la teoría de Rankine. No obstante, las expresiones obtenidas muestran claramente que el empuje es resultado de una distribución triangular de presiones laterales tanto en el estado activo como en el estado pasivo. Entonces el punto de aplicación del empuje está localizado, también en este caso, a una altura igual a  $H/3$  de la base de la estructura.

En el caso que haya una sobrecarga  $q$  uniforme, distribuida sobre el macizo, ésta provocará un aumento en el valor del empuje. Este aumento puede ser determinado considerando la parte de la sobrecarga que actúa sobre la cuña del suelo delimitada por la superficie de rotura (figura 29). Esta resultante  $Q$  se sumará al peso de la cuña  $P$  y, asimismo, provocará un aumento proporcional en las otras fuerzas que actúan sobre la cuña.



**Figura 29:** Empuje debido a la sobrecarga distribuida uniforme

Entonces, el empuje  $E_a$  será:

$$(4.28) \quad E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + q \cdot H \cdot k_a \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \varepsilon)}$$

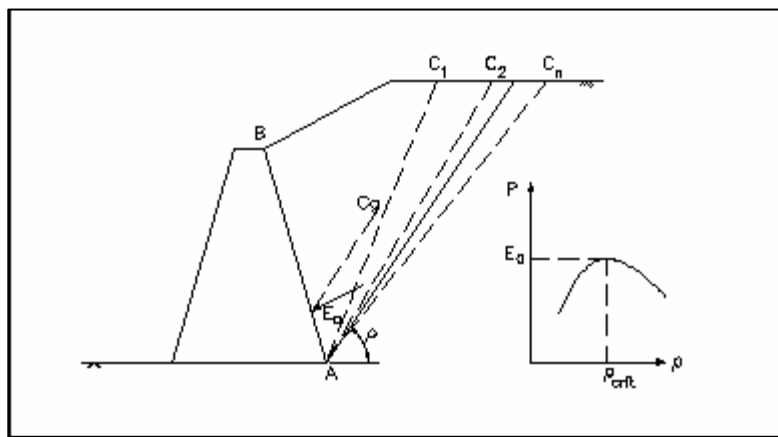
De esta expresión se percibe que el efecto de la sobrecarga es distribuida de manera uniforme a lo largo del paramento, lo que permite la determinación del punto de aplicación del empuje sobre una estructura de sostenimiento. El primer término de la expresión de arriba es debido al suelo y por lo tanto, esta aplicada a  $H/3$  de la base de la estructura, en cambio el segundo término es debido a una sobrecarga y estará aplicada a una altura igual a  $H/2$ .

El punto de aplicación del empuje total puede, entonces, obtenerse del centro de gravedad de los dos términos.

#### 4.5 Método del equilibrio límite

En caso que el suelo sea cohesivo o la superficie del macizo no sea plana, no hay como aplicar la teoría de Coulomb. En este caso se puede adoptar un método de análisis semejante al de Coulomb, orientado al problema específico en cuestión.

Se toma como ejemplo el caso mostrado en la figura 30. Como la superficie del macizo no posee una inclinación constante, no es posible utilizar las expresiones deducidas en el tema anterior para la determinación del empuje. En este caso, se puede hacer un análisis por tanteos. Se consideran varias posiciones para la superficie de rotura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por equilibrio de fuerzas. Estos valores son colocados en función de la superficie de rotura que le dio origen y de esta manera se puede estimar la variación correspondiente. Se puede entonces determinar la posición más crítica de la superficie de rotura y el empuje correspondiente.



**Figura 30:** Método del equilibrio límite

El punto de aplicación del empuje sobre la estructura de sostenimiento se obtiene a través de una paralela a la superficie de rotura crítica, pasando por el centro de gravedad de la cuña crítica.

La ventaja de este método se encuentra en la gran variedad de casos que pueden ser analizados, tales como suelos cohesivos, presencia de sobrecargas no uniformes sobre el macizo, presiones neutras en el interior del suelo, etc.

Por ejemplo, para determinar el empuje aplicado por un macizo compuesto de capas de suelos con características diferentes, es necesaria la extensión de este método, de modo a considerar superficies de rotura formadas por más de un plano y, por lo tanto, formando más de una cuña de suelo.

#### 4.6 Suelo cohesivo

En caso que el suelo que compone el macizo sostenido sea cohesivo ( $c \neq 0$ ), surgen tensiones de tracción en la porción superior del macizo en el estado activo, como ya se vio en el tema 4.3. Estas tensiones provocan la aparición de grietas de tracción que disminuyen el área útil resistente de la superficie de rotura aumentando el empuje final sobre la estructura.

De esta forma, la posición más crítica para la ocurrencia de una grieta de tracción es al final de la superficie de rotura, disminuyéndola (figura 31).

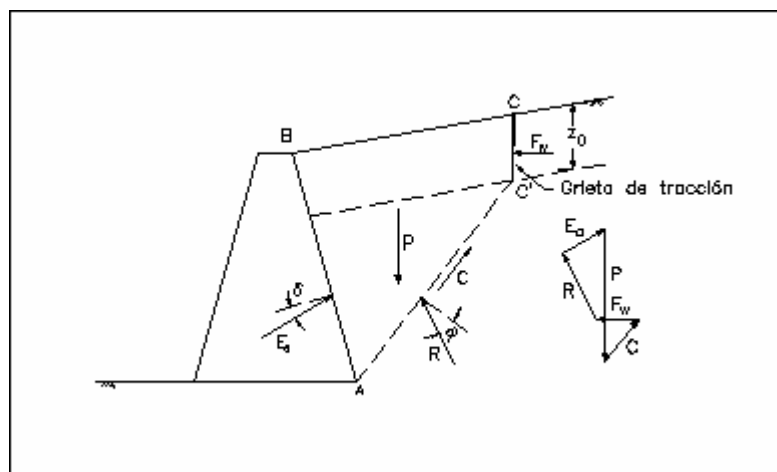
Además, como también ya fue citado, las grietas de tracción pueden estar saturadas con agua de lluvia, lo que provoca un aumento adicional del empuje debido a la presión hidrostática en el interior de las grietas de tracción. Por lo tanto, las fuerzas actuantes sobre la cuña de suelo formada por la superficie de rotura incluyen estas fuerzas  $F_w$  debidas a la presión del agua en el interior de las grietas de tracción, además de la fuerza resistente  $C$  debida a la cohesión del suelo.

Estas fuerzas son determinadas por

$$(4.29) \quad F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_o^2 \quad \text{y} \quad (4.30) \quad C = c \cdot \overline{AC}$$

donde:  $z_0$  es la profundidad de las grietas de tracción,  $\gamma_a$  es el peso específico del agua y  $c$  es la cohesión del suelo.

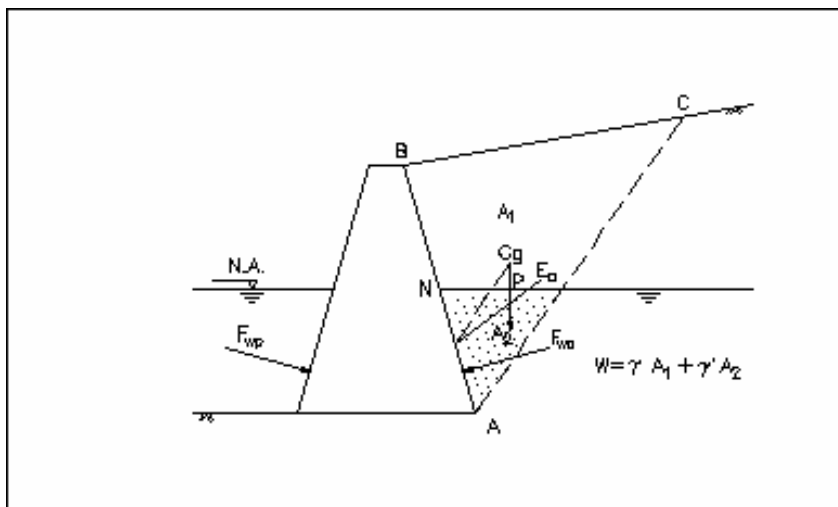
Utilizando el método del equilibrio límite, el empuje se determina del equilibrio de fuerzas para cada superficie de rotura hipotética hasta que se encuentre la más crítica. A cada una de esas superficies debe corresponder una grieta de tracción, pues la distribución real de estas grietas es aleatoria y la localización más crítica es aquella que coincide con una superficie de rotura más crítica. El punto de aplicación del empuje activo  $E_a$  resultante sobre una estructura de sostenimiento puede ser adoptado como ubicado a  $H/3$  de la base de la estructura. Esto se justifica por el hecho de que el empuje incluye el efecto de la presión del agua en el interior de las grietas de tracción y por la distribución aproximada de presiones laterales presentadas en el tema 4.3.



**Figura 31:** Empuje activo en suelos cohesivos

#### 4.7 Estructuras de sostenimiento parcialmente sumergidas

En obras de regularización de cursos de agua, es bastante común la construcción de estructuras de sostenimiento parcialmente sumergidas. En la figura 32 se puede ver un ejemplo.



**Figura 32:** Estructura de sostenimiento parcialmente sumergida

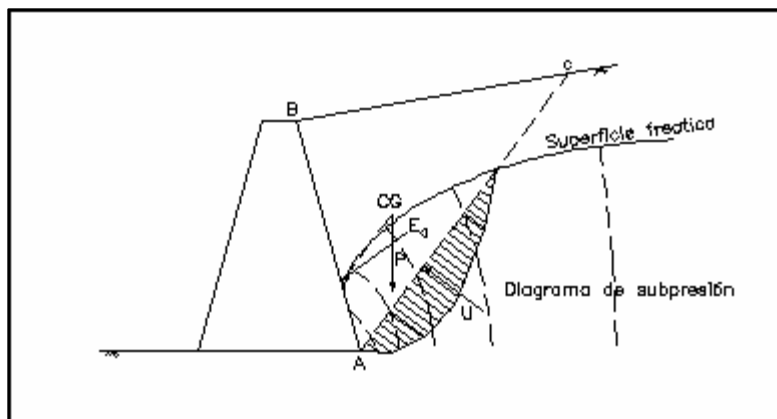
En estos casos, se debe separar el efecto del suelo del efecto del agua existente en los vacíos. Esto se debe a que la resistencia del suelo es debida a la presión entre sus partículas (presión efectiva), en cambio el agua no posee resistencia alguna al corte. Este tipo de análisis es conocido como análisis en términos de tensión efectiva.

Así siendo, para emplear el método del equilibrio límite en este tipo de estructuras se debe determinar el equilibrio de fuerzas utilizando el peso sumergido de la cuña de suelo, o sea, para calcular el peso de la porción sumergida de la cuña de suelo se debe utilizar el peso específico sumergido ( $\gamma'$ ) del material. El empuje  $E_a$  así obtenido es entonces aquel debido apenas al peso de las partículas del suelo, siendo necesario adicionar a éste la presión de agua sobre la estructura. La determinación de esta presión es trivial y obedece las leyes de la hidrostática. El punto de aplicación del empuje  $E_a$  está determinado por una recta paralela a la superficie de rotura crítica pasando por el centro de gravedad (del peso sumergido) de la cuña crítica.

En caso que se considere la diferencia entre las resistencias del material del suelo arriba y abajo del nivel de agua, el problema debe ser analizado como indica el tema 4.10.

#### 4.8 Macizo bajo la influencia de percolación de agua

Otro caso bastante común, es la ocurrencia de percolación de agua a través del macizo sostenido. Esto ocurre, por ejemplo, cuando el nivel freático que se encontraba por abajo de la fundación de la estructura, se eleva debido a épocas de lluvias, o también cuando en estructuras del tipo de las descritas en el tema anterior, ocurre una brusca reducción del nivel del curso de agua. En estos casos la percolación del agua a través del macizo es en dirección a la estructura de sostenimiento, lo que provoca un aumento del valor del empuje sobre ésta. Para analizar este tipo de problema se debe determinar inicialmente la red de filtración formada, como muestra la figura 33.



**Figura 33:** Red de flujo a través del macizo sostenido

A continuación se puede hacer un análisis por el método del equilibrio límite. Las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada por la superficie de rotura incluyen el peso propio de esta (aquí determinado utilizando el peso específico saturado  $\gamma_{sat}$  del suelo) y la fuerza  $U$  debida a la presión neutra que actúa sobre la superficie de escurrimiento. Esta última es determinada a partir del diagrama de sub-presiones actuantes en la superficie de rotura. Una forma simplificada de determinar la fuerza  $U$  consiste en adicionar un coeficiente de sub-presión  $\tau_u$  definido como:

$$(4.31) \quad \tau_u = \frac{U}{P}$$

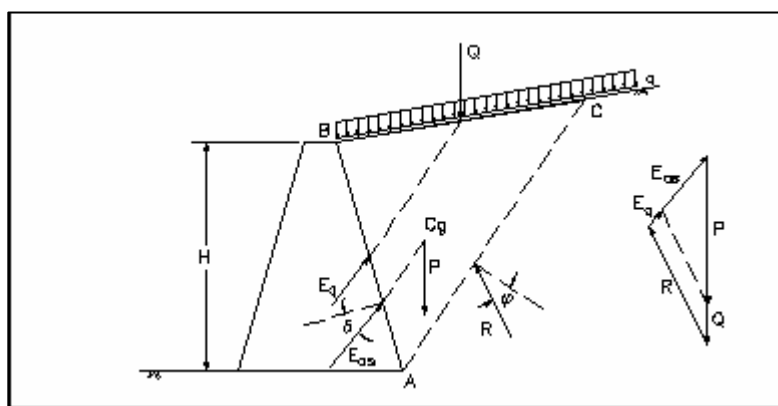
que puede ser estimado a partir de la altura del nivel freático.

El punto de aplicación del empuje  $E_a$  puede ser determinado como en el tema anterior. Se debe notar que aquí el empuje  $E_a$  incluye el efecto del agua. Entonces el centro de gravedad de la cuña crítica debe ser determinado con su peso saturado.

#### 4.9 Sobrecargas

Muchas veces se presentan sobrecargas sobre un suelo sostenido. Esas sobrecargas provienen de varias fuentes tales como estructuras construidas sobre el macizo, tránsito de vehículos, etc., y provocan un aumento en el empuje.

El caso más simple de sobrecarga es la carga uniformemente distribuida sobre el macizo (figura 34). En el análisis por el método del equilibrio límite, debe ser adicionado al peso de la cuña de suelo formada por la superficie de rotura la porción de carga distribuida que se encuentra sobre ella.

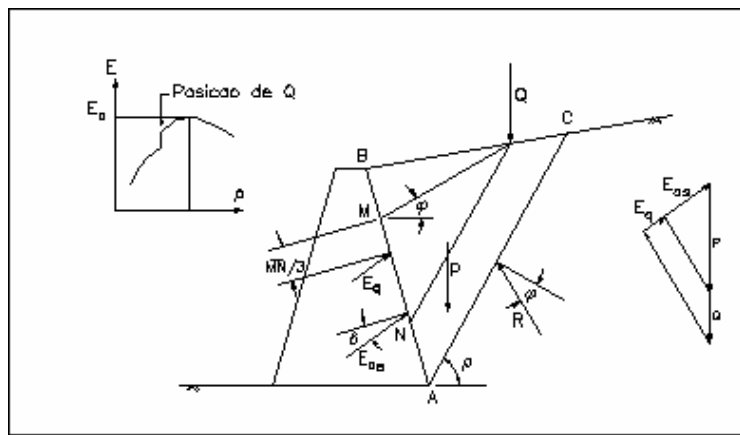


**Figura 34:** Carga uniforme sobre el macizo

En cuanto al punto de aplicación del empuje resultante, se puede obtener a través de una paralela a la superficie de rotura pasando por el centro de gravedad del conjunto

suelo-sobrecarga. Otra alternativa es separar el efecto del suelo del efecto de la sobrecarga y determinar el punto de aplicación de cada parcela a través de paralelas por los centros de gravedad de cada parte.

Otro caso bastante común de sobrecarga es el de una línea de carga  $Q$  paralela a la estructura de sostenimiento como en la figura 35.



**Figura 35:** Línea de carga paralela a la estructura de sostenimiento

En este caso, al utilizarse el método del equilibrio límite, se debe adicionar el valor de  $Q$  al peso de la cuña de suelo, en caso que la superficie de rotura terminara en un punto posterior al punto de aplicación de la carga. Así siendo, la variación del empuje con la posición de la superficie de deslizamiento presentará una discontinuidad en el punto correspondiente a la posición de  $Q$ .

También en este caso se debe separar del empuje máximo  $E_a$  los efectos del suelo  $E_{as}$  y el efecto de la línea de carga  $E_q$ . El punto de aplicación de este último es determinado como se muestra en la figura 35.

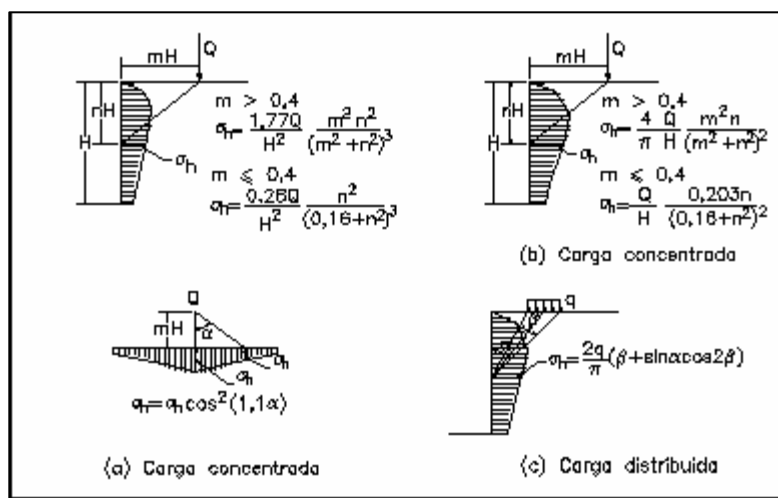
Otra alternativa en la determinación del efecto de la línea de carga sobre el empuje, es la utilización de ecuaciones de la teoría de elasticidad obtenidas por Boussinesq. Con

este método, se determina separadamente el empuje debido al suelo, ignorándose la presencia de la línea de carga.

El efecto de la carga es simplemente adicionado al efecto del suelo determinado por la teoría de elasticidad:

$$(4.32) \quad \sigma_h = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot H} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2}$$

donde:  $\sigma_h$  es el incremento de la presión horizontal debida a la línea de carga  $Q$  y  $H$ ;  $m$  y  $n$  están indicados en la figura 36.



**Figura 36:** Efecto de las sobrecargas por la teoría de elasticidad

La expresión anterior, no obstante es válida apenas para medios semi-infinitos. Como la estructura de sostenimiento posee una rigidez mucho mayor que la del suelo, este valor debe ser duplicado de acuerdo a las expresiones de la figura 36. En esta figura también se muestra las expresiones para los casos de carga concentrada conforme a lo explicado anteriormente.

En caso de una estructura de sostenimiento que sea deformable, como en el caso de las estructuras construidas con gaviones, se puede reducir el valor obtenido por esas expresiones.

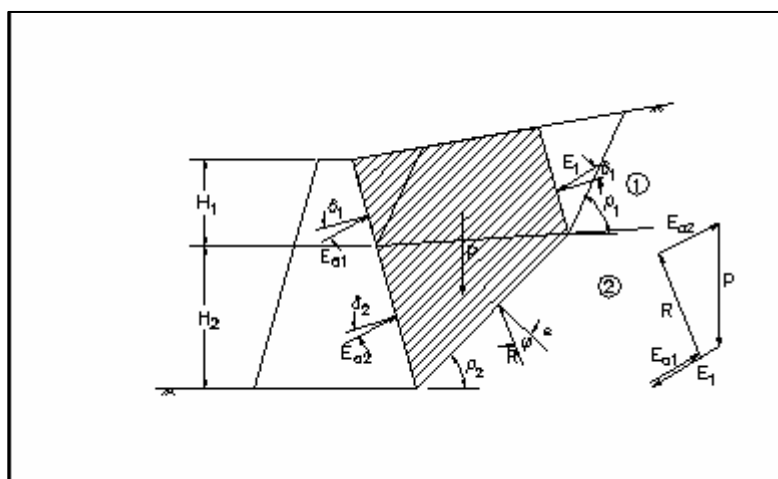
Finalmente, se debe notar que para este último método se asume que la existencia de la sobrecarga no tiene influencia en el empuje debido al suelo, o sea, no se analiza la influencia de la carga en la posición de la superficie de rotura crítica.

En realidad se trata de una superposición de efectos que no es del todo válida, pues el efecto del suelo es determinado asumiendo la plastificación del material en cuanto que el efecto de la carga se determina asumiendo un modelo elástico lineal para el material.

De todos modos, a pesar de estos problemas, los resultados obtenidos por este análisis presentan una buena concordancia con mediciones hechas en modelos experimentales.

#### 4.10 Macizo no homogéneo

En caso que el macizo soportado sea formado por capas de suelos diferentes (figura 37), el método del equilibrio límite puede ser utilizado.



**Figura 37:** Macizo no homogéneo

Primeramente se determina el empuje  $E_{a1}$  causado sobre la estructura por la primera camada de suelo utilizando el método ya citado anteriormente.

Luego se considera una superficie de rotura formada por tres planos. El primero de estos planos parte de la base de la estructura (o de la base de la segunda camada de suelo, en caso de haber mas de dos camadas), y se extiende hasta el límite entre la segunda y la primera camada, con una inclinación  $\rho_2$  en relación a la horizontal. El segundo plano parte de este punto y prosigue hasta la superficie del macizo, en una dirección paralela a la cara interna de la estructura de sostenimiento. El tercero parte del mismo punto y se extiende hasta la superficie del macizo en una dirección inclinada de  $\rho_2$  en relación a la horizontal.

Se forman, de esta manera, dos cuñas de suelo. El efecto de la cuña menor sobre la mayor puede determinarse como el empuje  $E_{a1}$  calculado también por el método del equilibrio límite, considerando un ángulo de fricción entre las dos cuñas igual al ángulo de fricción  $\delta_2$  que actúa entre el suelo de la camada superior y la estructura de sostenimiento.

Conocido el valor de  $E_{a1}$ , el empuje aplicado por la camada inferior puede ser determinado por el equilibrio de fuerzas que actúan sobre la cuña mayor de suelo. La inclinación  $\rho_2$  debe ser entonces buscada a fin de encontrar la posición más crítica para la superficie de rotura.

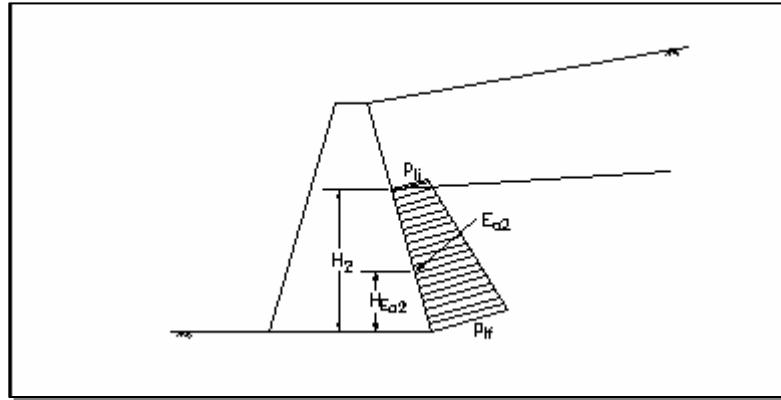
En caso que el número de camadas sea mayor que dos, el proceso debe repetirse para incluir las camadas inferiores hasta alcanzar la base de la estructura.

El punto de aplicación de  $E_{a1}$  es determinado, como ya mencionamos en los temas anteriores, o sea a  $H_1/3$  de la base de la camada de suelo, donde  $H_1$  es el espesor de este estrato en contacto con la estructura de sostenimiento, en el caso que la superficie del macizo sea plana y no hayan sobrecargas. En cuanto al punto de aplicación de  $E_{a2}$ , se

puede asumir que la distribución de presiones laterales sobre la estructura de sostenimiento es lineal y que la variación de esta presión con la altura de la estructura es:

$$(4.33) \quad \frac{dp_{l2}}{dh_2} = \gamma_2 \cdot k_{a2}$$

donde:  $K_{a2}$  es el coeficiente de empuje activo determinado por la teoría de Coulomb. Así mismo, se puede determinar la presión lateral del suelo en la base del segundo nivel y luego el centro de gravedad del diagrama de presiones laterales hallado (figura 38).



**Figura 38:** Distribución de la presión lateral en la segunda camada de suelo

$$(4.34) \quad P_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot H_2 \cdot k_{a2}$$

$$(4.35) \quad P_{lf} = \frac{E_{a2}}{H_2} + \gamma_2 \cdot H_2 \cdot k_{a2}$$

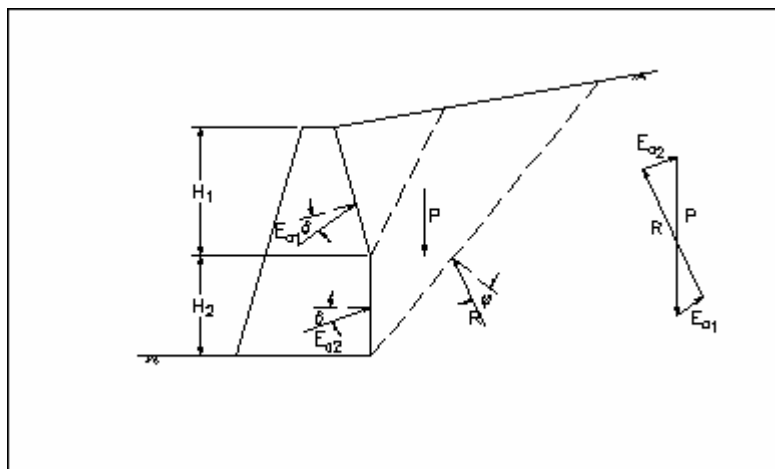
entonces:

$$(4.36) \quad H_{E_{a2}} = \frac{H}{2} - \frac{\gamma_2 \cdot H_2^3 \cdot k_{a2}}{12 \cdot E_{a2}}$$

En la determinación de  $K_{a2}$  por la teoría de Coulomb se puede adoptar, en caso de ser necesario, valores aproximados para la inclinación  $\varepsilon$  de la superficie del talud.

#### 4.11 Paramento Irregular

Esta última deducción puede ser utilizada en la determinación del empuje sobre estructuras de sostenimiento que posean una cara interna no plana como la mostrada en la figura 39.



**Figura 39:** Muro de contención con paramento irregular

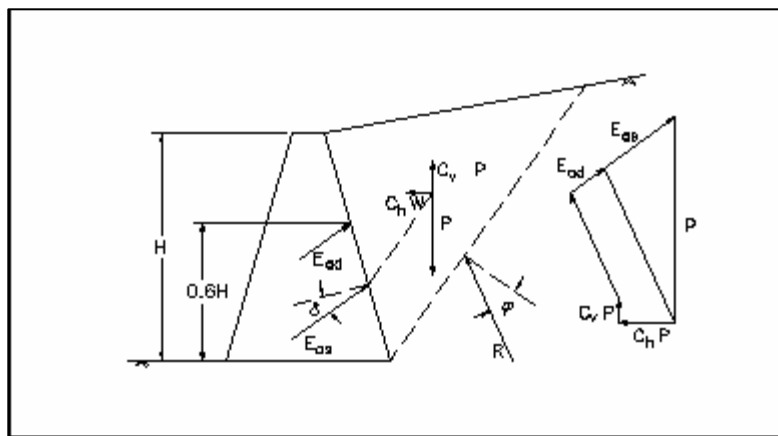
En este caso, se divide la cara interna en partes planas y se determina la porción del empuje que actúa sobre cada una de ellas usando el método del equilibrio límite.

Para la parte superior, se determina el empuje como si la estructura de sostenimiento tuviese la altura equivalente a esta parte de la cara interna. Para las partes siguientes, se analiza el equilibrio de las cuñas formadas por la superficie de rotura más profundas y se considera en ese equilibrio los valores de los empujes ya calculados en las porciones superiores del paramento.

El punto de aplicación del empuje que actúa sobre las porciones inferiores del paramento puede determinarse como en el tema anterior, adoptando una distribución lineal para las presiones laterales.

#### 4.12 Efecto Sísmico

Durante un movimiento sísmico, el empuje activo puede sufrir un incremento debido a las aceleraciones horizontales y verticales del suelo. Estas aceleraciones provocan la aparición de fuerzas de inercia en las direcciones vertical y horizontal que deben ser consideradas en el equilibrio de fuerzas (figura 40).



**Figura 40:** Fuerzas de inercia que actúan sobre la cuña de suelo

Estas aceleraciones normalmente son expresadas en relación a la aceleración de la gravedad  $g$  y son función del riesgo sísmico de la zona. Por lo tanto, las fuerzas de inercia serán calculadas como fuerzas de peso de cuña de suelo  $P$ :

$$(4.37) \quad I_h = C_h \cdot P$$

y

$$(4.38) \quad I_v = C_v \cdot P$$

donde:  $C_h$  y  $C_v$  son las relaciones de aceleración horizontal y vertical.

El empuje activo calculado de la forma anteriormente vista se puede dividir en dos pares. La primera, igual al empuje estático  $E_{ae}$ , tiene su punto de aplicación sobre la estructura de sostenimiento determinado como en los temas anteriores. La segunda parte  $E_{ad}$  es el efecto del movimiento sísmico y su punto de aplicación está ubicado a  $0.6(H)$  de la base de la estructura. En el caso que el macizo este sumergido, se debe utilizar el peso específico sumergido  $\gamma'$  del suelo en el cálculo del peso específico de la cuña, como ya fuera citado en el tema 4.7.

Entonces, es necesaria también la consideración del efecto sísmico de la masa de agua existente en el interior del suelo. Esta masa provocará una presión adicional al efecto estático, resultando un empuje adicional  $U_d$  debido al agua, dado por:

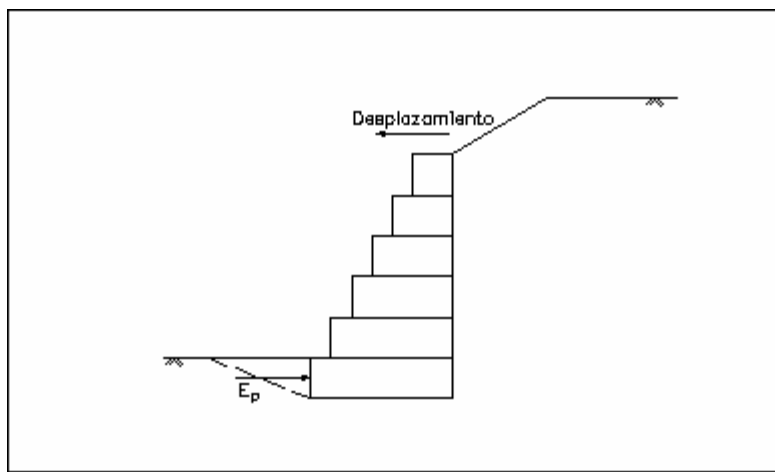
$$(4.39) \quad U_d = \frac{7}{12} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_a \cdot C_h$$

donde:  $\gamma_a$  y  $H_a$  son el peso específico y la altura del agua respectivamente. Este empuje está aplicado a  $H_a/3$  de la base de la estructura.

#### 4.13 Determinación del Empuje Pasivo

Al moverse, bajo el efecto del suelo sostenido, la estructura puede encontrar eventualmente resistencia del suelo que está frente a él. En ese lugar se forma, un estado pasivo que sirve como obstáculo al deslizamiento de la estructura (figura 41). Esta fuerza resistente puede ser calculada por los métodos ya descritos que también pueden ser aplicados al caso de empujes pasivos.

Se debe notar que no siempre se puede contar con esta fuerza resistente. En caso de ejecutar una excavación o se produzca una erosión, esta fuerza puede ser disminuida o hasta anularse. De cualquier forma, en caso que se opte por considerarla, normalmente la teoría de Rankine (tema 4.3) es suficiente para su determinación.



**Figura 41:** Determinación del empuje pasivo

#### 4.14 Confiabilidad de las teorías

Las teorías aquí presentadas son las más utilizadas en el cálculo del empuje sobre estructuras de sostenimiento. Ellas se basan en modelos que aproximan de manera más o menos correctas el comportamiento del macizo. Por lo tanto, la confiabilidad de los resultados obtenidos con el uso de estas teorías es mayor cuanto más se aproximan al comportamiento real del modelo adoptado.

En primero lugar, se debe recordar que para que se desarrolle el estado activo en el macizo, es preciso que la estructura se deslice tratando de alejarse del suelo sostenido. En caso de muros de sostenimiento de gravedad como los muros de gaviones, este movimiento efectivamente ocurre, lo que permite afirmar que se desarrolla completamente la resistencia al corte del material.

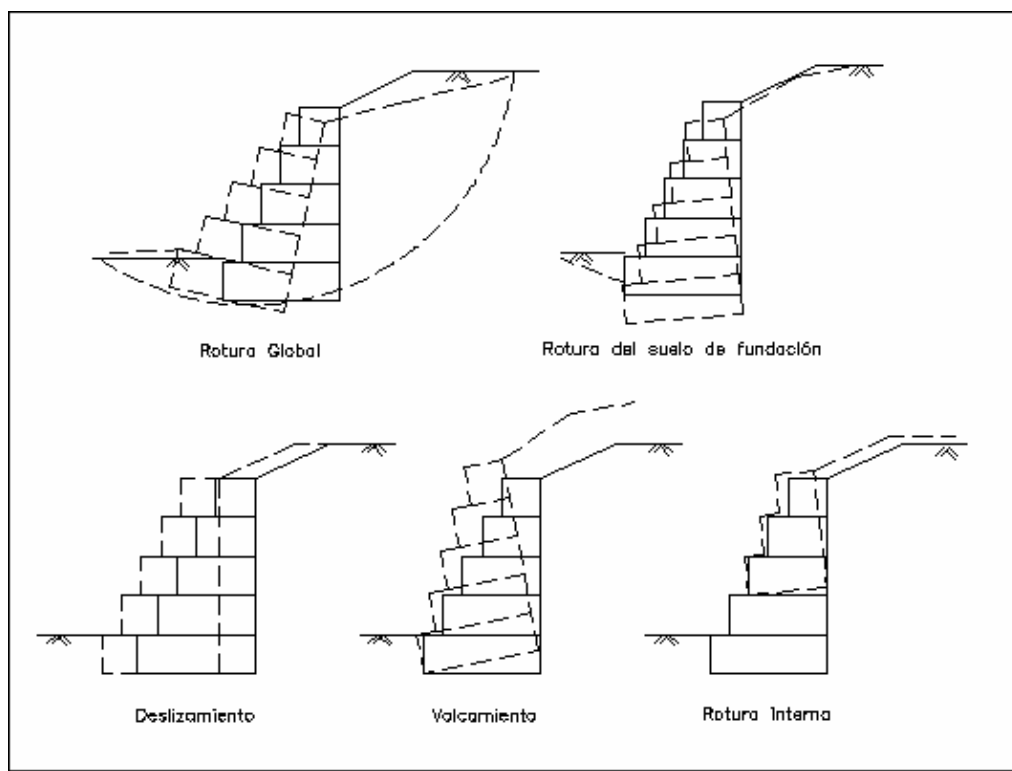
En segundo lugar, los métodos de Coulomb en equilibrio límite, adoptan como hipótesis una superficie de rotura plana. Se sabe por ejemplo que la superficie de rotura más crítica no es plana sino curva, por la influencia del ángulo de fricción interna entre el suelo y la estructura. No obstante, la comparación entre resultados obtenidos por estas teorías y resultados obtenidos con teorías que adoptan superficies de rotura curvas

muestran que, para el estado activo, hay poca diferencia entre los empujes calculados, lo que justifica el uso de superficies planas.

Por otro lado, para el estado pasivo, las diferencias son bastante grandes, tornando los métodos que utilizan superficies de rotura planas poco confiables en la previsión del empuje pasivo cuando existe fricción entre la estructura y el suelo. Así siendo, se justifica la utilización de la teoría de Rankine en el cálculo del empuje pasivo, ya que en ella no se considera la fricción entre la estructura y el suelo.

#### 4.15 Estabilidad de la estructura de sostenimiento

Es necesaria la verificación de la seguridad de la estructura de sostenimiento contra los diversos tipos de rotura. En caso de muros de sostenimiento de gravedad, los tipos principales de rotura que pueden presentarse están mostrados en la figura 42.

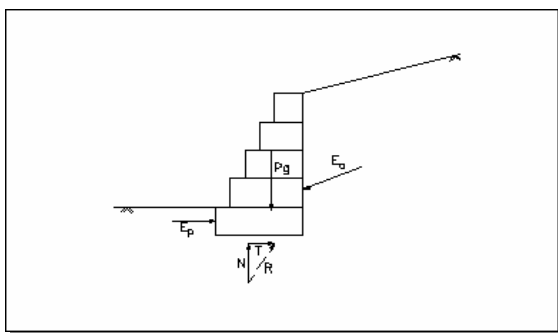


**Figura 42:** Tipos de rotura de muros de sostenimiento

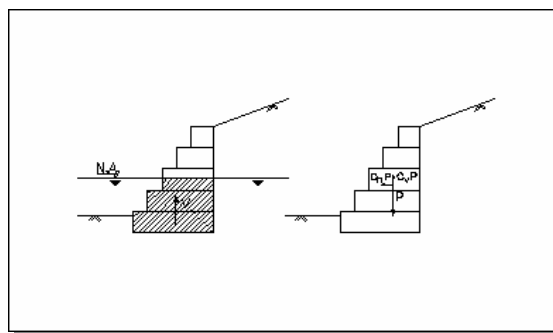
Tipos de rotura:

1. Deslizamiento sobre la base
2. Volcamiento
3. Rotura de la fundación o deformación excesiva
4. Rotura global del macizo
5. Rotura interna de la estructura

En la figura 43 se muestran las fuerzas que actúan sobre la estructura de sostenimiento.



**Figura 43:** Fuerzas que actúan sobre la estructura de sostenimiento



**Figura 44:** Fuerzas de flotación (sub-presión) e inercia

Las fuerzas actuantes son los empujes  $E_a$  y  $E_p$ , el peso propio de la estructura  $P_g$  y la reacción de la fundación  $R$ . Esta última fuerza puede ser descompuesta en una fuerza normal  $N$  y una fuerza tangencial  $T$  en la base de la estructura de sostenimiento.

Además de estas fuerzas, deben ser consideradas otras, dependiendo de las condiciones. Así mismo, en caso de que la estructura esté parcial o totalmente sumergida, debe ser considerada la fuerza de flotación  $V$  (figura 44), en cuanto al análisis sísmico debe considerarse las fuerzas de inercia horizontal  $I_h = C_h P_g$  y vertical  $I_v = C_v P_g$ . Otras fuerzas pueden además provenir de sobrecargas aplicadas directamente sobre la estructura.

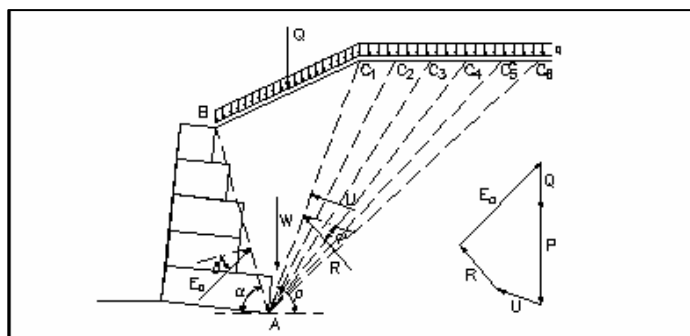
## 5. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO

### 5.1 Método del equilibrio límite

El cálculo de los empujes sobre el muro es hecho normalmente mediante las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb. No obstante ninguno de esos métodos permite un análisis de problemas más complejos como por ejemplo la ocurrencia de cargas sobre el macizo, de percolación de agua a través del suelo sostenido, de superficie irregular del macizo, etc. Estos problemas pueden ser analizados por un método de tanteos derivado de la teoría de Coulomb, algunas veces llamado de equilibrio límite. Este método es muchas veces empleado en forma de un proceso gráfico y a través de programas para computadoras. Para problemas que incluyen macizos formados por capas de suelo diferentes, de cualquier inclinación y posiblemente no paralelas entre si, este método no es suficiente. Es preciso una extensión del método del equilibrio límite que posibilite suponer que la superficie de rotura formada en el interior del macizo, cuando está en estado activo (o pasivo), sea formada por varios planos surgiendo de allí varias cuñas que actúan entre sí. Para determinar el empuje sobre la estructura de sostenimiento es preciso entonces que se verifique la peor combinación de tales planos.

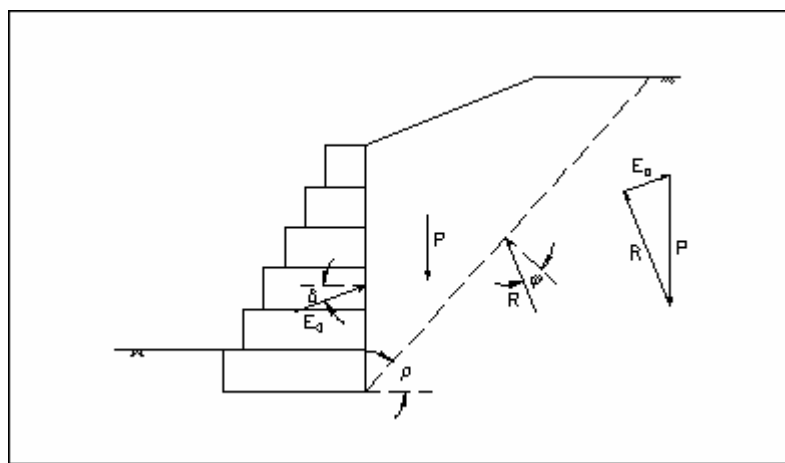
Este trabajo propone un método con estas características y procura detallar el mecanismo de análisis seguido por él. Además los siguientes capítulos, describen la implementación del método en el programa GawacWin desarrollado para el análisis de muros de gaviones.

El método del equilibrio límite se basa en la teoría de Coulomb, en la medida que analiza el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre una cuña de suelo formada por una superficie de rotura plana en el macizo (figura 45). Esta superficie se forma cuando la estructura se separa lo suficiente del suelo sostenido para que toda la resistencia al corte de este suelo sea desarrollada.



**Figura 45:** 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  $E_a$ . La superficie de rotura será entonces aquella que lleva a un valor máximo de  $E_a$ . 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 46):

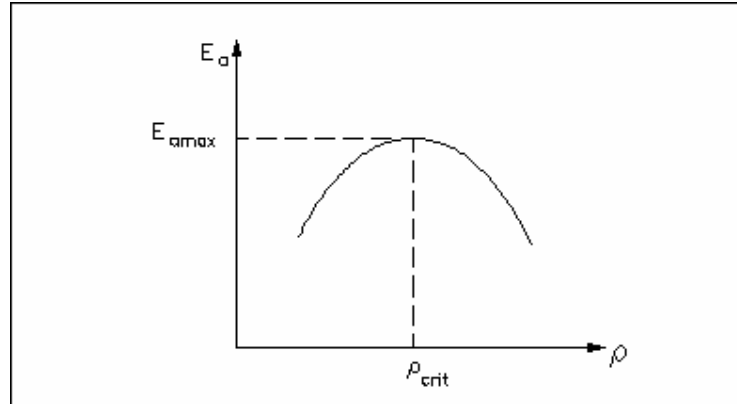


Peso propio de la cuña  $P$ . Reacción del macizo  $R$ . Empuje activo  $E_a$ .

**Figura 46:** Peso propio de la cuña  $P$ .

Las direcciones de  $R$  y de  $E_a$  son dadas por el ángulo de fricción interna de suelo  $\varphi$  y por el ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $\delta$ . Este es tomado como  $\delta = \varphi/2$  o  $\delta = 2/3\varphi$  (dependiendo de las condiciones), a menos que sea prevista la

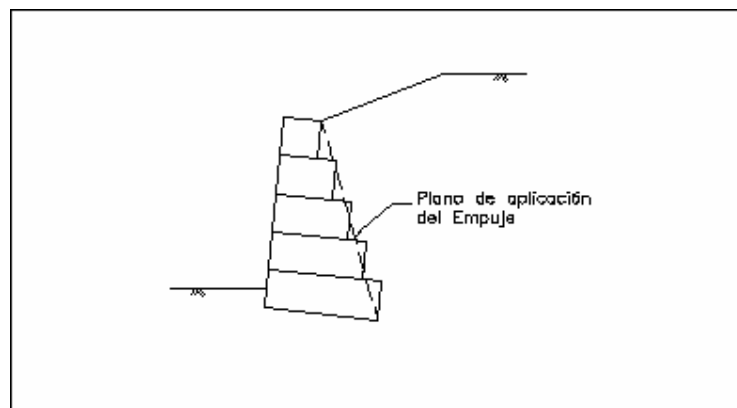
utilización de un filtro geotextil entre el muro y el terraplén. En este caso  $\delta$  es reducido de acuerdo con lo especificado por el usuario. Como la dirección del plano de rotura no es conocida, ella es buscada variándose su inclinación  $\rho$  en relación a la horizontal. La superficie de rotura crítica es entonces aquella que lleva al mayor valor de  $E_a$  (figura 47) y este será el empuje utilizado por el programa.



**Figura 47:** Variación de  $E_a$  con  $\rho$

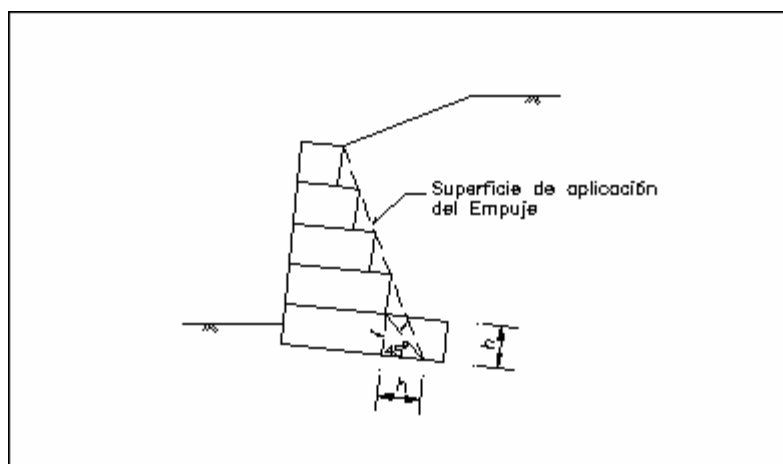
## 5.2 Determinación de la superficie de empuje

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 48).



**Figura 48:** Superficie de empuje

Cuando la base se extiende más allá de la camada de gaviones inmediatamente superior hacia el interior del terraplén en una longitud superior a la altura de este colchón, la porción excedente de la base es considerada como un anclaje y el plano de aplicación de  $E_a$  pasará por este punto y no por el canto inferior derecho de la base (figura 49).



**Figura 49:** Base alargada

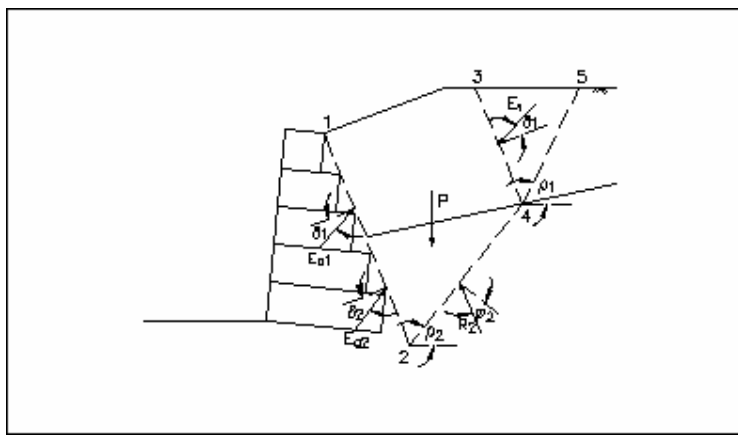
### 5.3 Terraplén en capas

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 (figura 50).

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  $\rho$ , hasta encontrar la interfase entre las capas 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.



**Figura 50:** Terraplén con mas de un tipo de suelo

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 inclinación  $\rho_2$  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  $E_{a2}$ .

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 51).

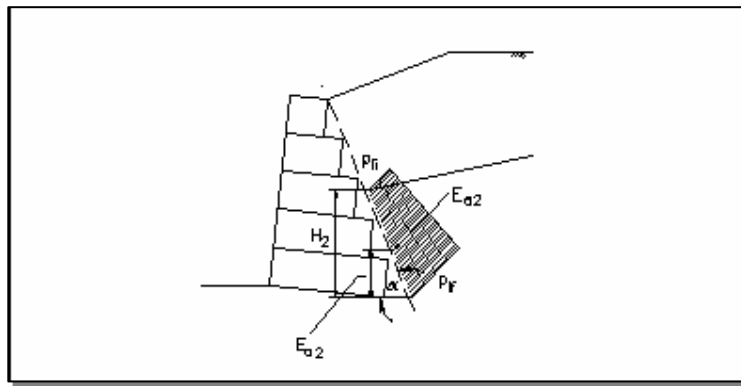
La variación de presión lateral con la profundidad esta dada por:

$$(5.1) \quad \frac{dpl}{dh} = \gamma \cdot k_a$$

donde:  $\gamma$  es el peso específico del suelo de la camada y  $K_a$  es el coeficiente de presión lateral que esta dado por la expresión de Coulomb:

$$(5.2) \quad k_a = \frac{\sin^2(a + \beta)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2}$$

donde:  $\varepsilon$  es la inclinación del plano 1-3.



**Figura 51:** Punto de aplicación del empuje en las distintas camadas

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

$$(5.3) \quad p_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{\gamma \cdot k_a \cdot H_2}{2}$$

y

$$(5.4) \quad p_{lf} = \frac{E_{a2}}{H_2} + \frac{\gamma \cdot k_a \cdot H_2}{2}$$

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

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

$$(5.5) \quad H_{PaL} = \frac{H_2}{2} - \frac{H_2^3}{12} \cdot \frac{\gamma \cdot k_a}{E_{a2}}$$

Este proceso es utilizado en la determinación del punto de aplicación del empuje en cada una de las capas de suelo atravesadas por la superficie de empuje, inclusive la capa superior. El punto de aplicación del empuje total es determinado por equilibrio de momentos.

Se puede percibir que este proceso puede extenderse para cualquier número de capas de suelo. Por ejemplo, a cada nueva capa insertada, el número de equilibrio de fuerzas necesarias para el cálculo del empuje activo total aumenta considerablemente pues se debe procurar la combinación entre valores de  $\rho$  de cada plano de las superficies de rotura que conduzca al mayor valor posible del empuje activo total.

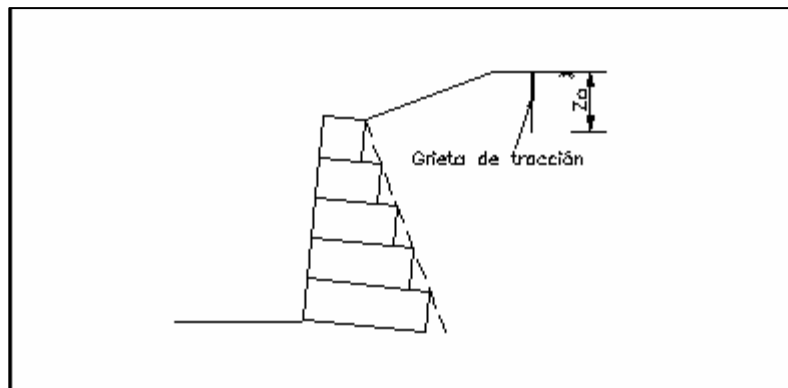
#### 5.4 Efecto de la cohesión del suelo

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 (figura 52).

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

$$(5.6) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \text{ [ángulos en radianes]}$$



**Figura 52:** Grietas de tracción en terraplén cohesivo

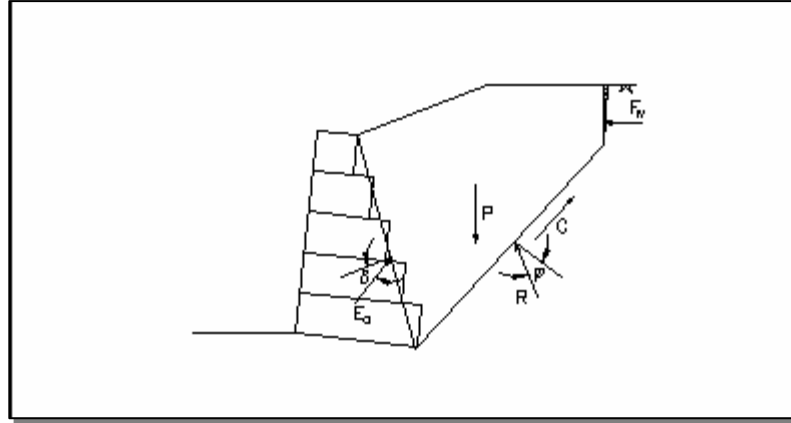
En caso de haber una sobrecarga distribuida  $q$  sobre el terraplén, ésta provoca una reducción en el valor de  $z_o$ :

$$(5.7) \quad z_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{q}{\gamma}, \text{ [ángulos en radianes]}$$

Como estas grietas pueden estar llenas 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 53.

La posición más desfavorable para la grieta de tracción está al final de la superficie de rotura, como se ve en la figura 53. 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.

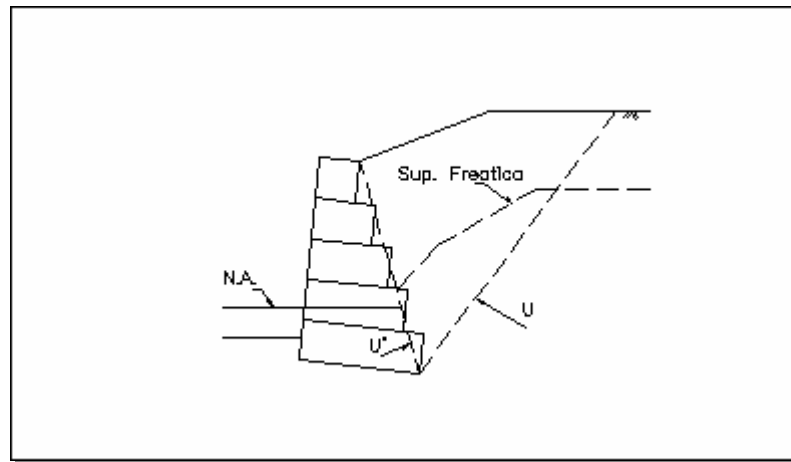
Cuando el macizo está formado por más de una camada de suelo, la grieta de tracción se calcula para cada una de las camadas, considerando la camada superior como una sobrecarga y se busca una superficie de rotura para cada una de esas grietas.



**Figura 53:** Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo cohesivo

### 5.5 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 (figura 54).



**Figura 54:** 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.

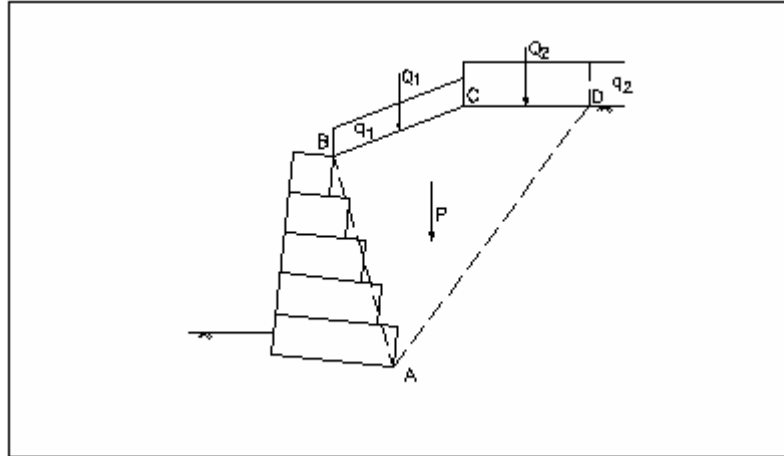
La presencia de freática también influye en el peso de la cuña de suelo. El suelo abajo de la freática está saturado y por lo tanto tiene un peso específico mayor. Este aumento es estimado por el programa en un 20%.

En caso que el muro esté parcialmente sumergido, como en el ejemplo de la figura 54, 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.

## 5.6 Efecto de las cargas externas

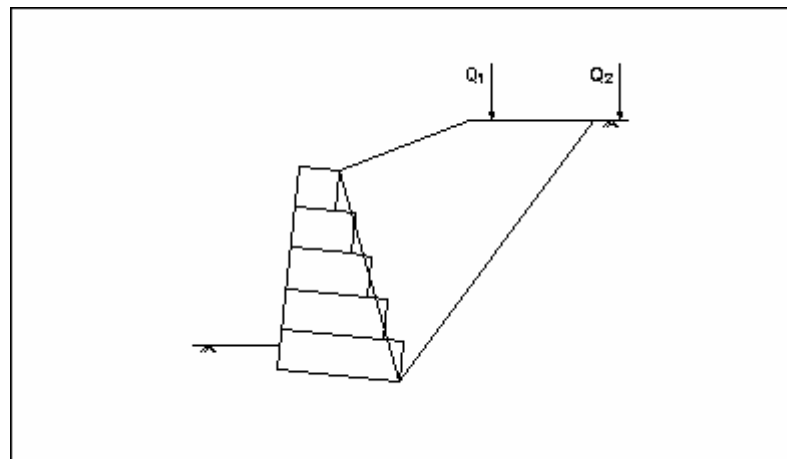
**5.6.1 Cargas distribuidas.** Las cargas distribuidas sobre el terraplén son simplemente adicionadas al peso de la cuña de suelo, tomándose la parte de estas cargas que se encuentra sobre la cuña, como se muestra en la figura 55.

**5.6.2 Líneas de carga.** 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. En la figura 56 se ha mostrado un ejemplo con dos líneas de carga  $Q_1$  y  $Q_2$ . Para el análisis de la superficie de rotura es mostrada, apenas la línea de carga  $Q_1$  es considerada en el equilibrio de fuerzas.



**Figura 55:** Consideración de las cargas distribuidas

$$Q_1 = q_1 \cdot \overline{BC} ; Q_2 = q_2 \cdot \overline{CD}$$



**Figura 56:** Consideración de las líneas de carga

### 5.7 Efecto sísmico

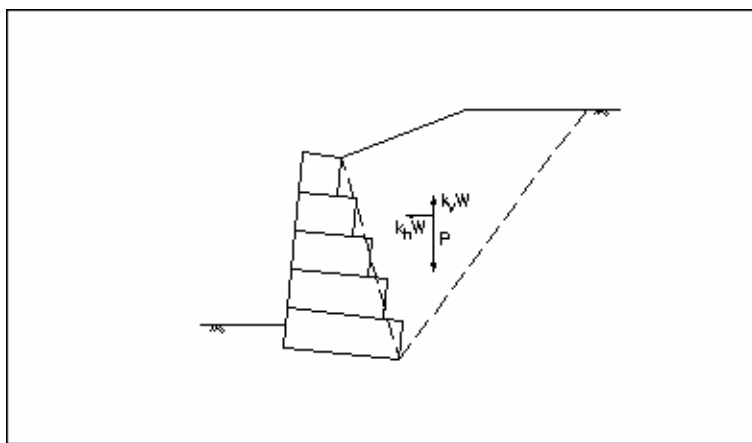
El efecto de movimientos sísmicos es considerado a través de la adición de dos fuerzas de inercia en el equilibrio. Estas fuerzas, una horizontal  $H$  y una vertical  $V$  son calculadas multiplicándose el peso de la cuña de suelo por los coeficientes de aceleración

horizontal  $k_h$  y vertical  $k_v$  (figura 57). En caso que haya cargas aplicadas sobre el terraplén, son adicionadas también fuerzas de inercia para estas cargas.

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 distintas áreas:

- $k_h = 0.05$  ;  $k_v = 0$  para áreas de baja sismicidad;
- $k_h = 0.10$  ;  $k_v = 0$  para áreas de moderada sismicidad;
- $k_h = 0.20$  ;  $k_v = 0$  para áreas de alta sismicidad.



**Figura 57:** 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 retención y normalmente el valor del coeficiente vertical es nulo. Pero ahora es de costumbre efectuar dos análisis, utilizando un valor de  $k_v = k_h/2$  y otro con  $k_v = 0$ , para observar los efectos sobre la estructura.

## 5.8 Punto de aplicación del empuje activo

El empuje total es dividido en tres partes:

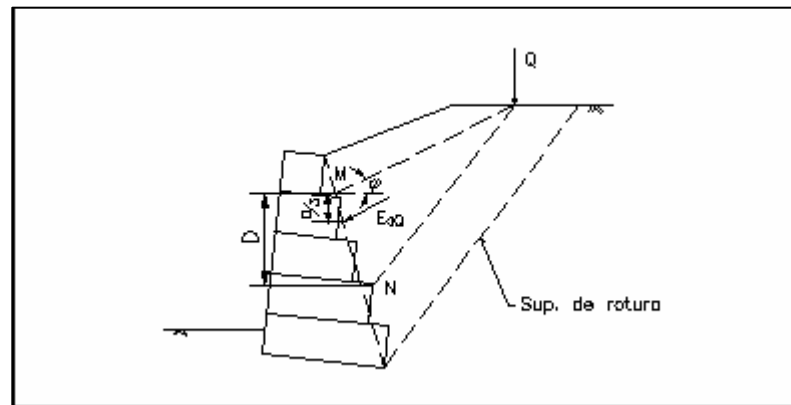
- Efecto de suelo y de las cargas distribuidas  $E_{aS}$ ;
- Efecto de todas las líneas de carga  $E_{aQ}$ ;
- Efecto de las fuerzas de inercia  $E_{aI}$ .

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

El punto de aplicación del efecto del suelo y de las cargas distribuidas está determinado por la teoría de Coulomb como fue explicado en el tema 5.3.

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 58.

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 ( $\phi$ ) del suelo.



**Figura 58:** Punto de aplicación del efecto de las líneas de cargas

En caso 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.

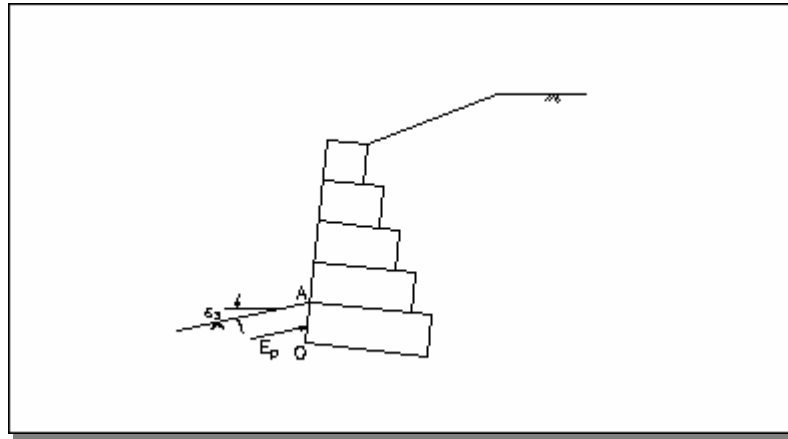
El punto de aplicación de  $E_{aQ}$  esta localizado en el tercio superior del segmento  $MN$ .

En cuanto al punto de aplicación del efecto de las fuerzas de inercia  $E_{aI}$ , está situado en el tercio superior de la altura total de la estructura de retención.

Después de determinar los puntos de aplicación de las tres partes del empuje activo, se establece 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.

## 6. 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 59, 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.



**Figura 59:** 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 capas de suelo de fundación entre estos puntos, es determinada también la presión pasiva disponible en estos puntos en el interior de cada capa.

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

$$(6.1) \quad p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \varepsilon_3$$

donde:  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $z$  es la profundidad del punto considerado en relación a la superficie externa y  $\varepsilon_3$  es la inclinación de esa superficie.

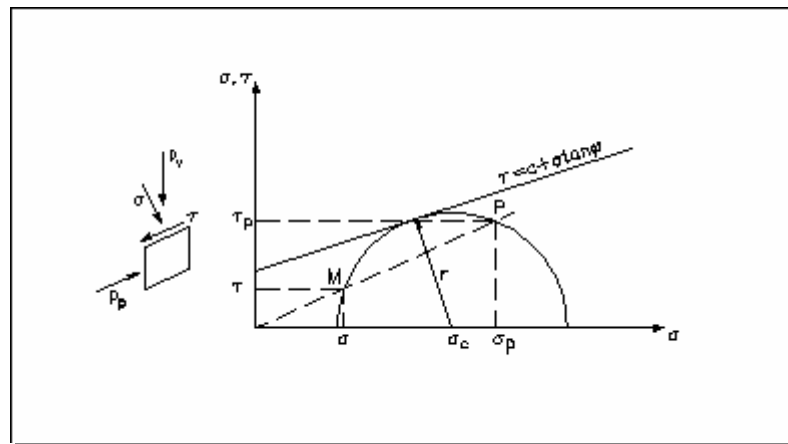
En caso que el nivel del agua esté por encima del punto considerado, es tomado el valor del peso específico sumergido  $\gamma'$  del suelo calculado a partir del peso específico saturado:

$$(6.2) \quad \gamma = 1.2 \cdot \gamma - \gamma_a$$

Esta presión vertical es dividida en dos componentes. Una de ellas normal  $\sigma$  y otra tangencial  $\tau$  (figura 60) a través de:

$$(6.3) \quad \sigma = p_v \cdot \cos \varepsilon_3$$

$$(6.4) \quad \tau = p_v \cdot \sin \varepsilon_3$$



**Figura 60:** Determinación de la presión pasiva disponible

Esto determina el punto  $M$  en el gráfico de Mohr de la figura 60. 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  $\sigma_c$  dado por:

$$(6.5) \quad \sigma_c = \frac{(\sigma + c \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi) + \sqrt{(\sigma \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi)^2 - \sigma^2 \cdot \cos^2 \varphi}}{\cos^2 \varphi}$$

y el radio del círculo es:

$$(6.6) \quad \tau = \sigma_c \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi$$

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  $\varepsilon_3$  y por lo tanto:

$$(6.7) \quad \sigma_p = \frac{\sigma_c + \sqrt{\sigma_c^2 - (1 + \tan^2 \varepsilon_3) \cdot (\sigma_c^2 - \tau^2)}}{1 + \tan^2 \varepsilon_3}$$

$$(6.8) \quad \tau_p = \sigma_p \cdot \tan \varepsilon_3$$

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

$$(6.9) \quad P_p = \sqrt{\sigma_p^2 + \tau_p^2}$$

que es el propio empuje pasivo.

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 6.5, el programa asigna un valor nulo a la presión pasiva disponible.

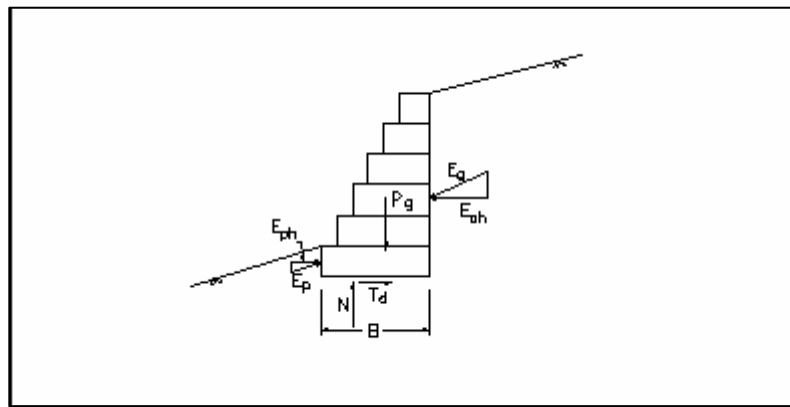
Después de la determinación de las presiones pasivas en los puntos  $A$  y  $O$ , el programa calcula el empuje activo y su punto de aplicación admitiendo una variación lineal de la presión pasiva entre estos dos puntos.

## 7. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA

### 7.1 Estabilidad contra el deslizamiento

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro de retención sumada al empuje pasivo disponible en su frente no son suficientes para contraponerse al empuje activo.

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. Esta última es determinada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el muro de retención (figura 61).



**Figura 61:** Fuerzas que actúan sobre el muro de retención

Las fuerzas que actúan sobre el muro son:

- Empuje activo provocado por el terraplén  $E_a$ ;
- 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  $N$ . El cálculo de  $N$  y  $T$  se determinan simplemente por el equilibrio de fuerzas en ambas direcciones.

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 (sub-presión).

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

Las fuerzas de inercia son obtenidas multiplicándose el peso de la estructura por los coeficiente de aceleración vertical  $k_v$  y horizontal  $k_h$  suministrados por el usuario.

En cuanto a la fuerza de flotación, ella surge cuando la estructura está parcialmente sumergida y se 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:

$$(7.1) \quad \gamma_g = \gamma_{g_{sat}} - \gamma_a = \gamma_p \cdot (1-n) + n \cdot \gamma_a ; \gamma_a = (\gamma_p - \gamma_a) \cdot (1-n)$$

donde:  $\gamma_p$  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:

$$(7.2) \quad T = N \cdot \tan \varphi^* + c \cdot B$$

donde:  $\varphi^*$  es el ángulo de fricción entre el suelo de fundación y la base y  $B$  es el ancho de la base. El valor de  $\varphi^*$  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 según muestra la figura 48 del tema 5.2, el valor de  $T_a$  aumenta por el efecto de anclaje de esta prolongación. Para el cálculo de este aumento, se determina la presión vertical  $\sigma_v$  que actúa sobre la prolongación de la base y su largo  $L$  y así se obtiene:

$$(7.3) \quad T_a = (\sigma_v \cdot \tan \varphi^* + c) \cdot L$$

Se debe notar que en este caso el valor del ancho de la base  $B$  utilizado en la ecuación 7.2 se reduce del valor de  $L$ .

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

$$(7.4) \quad T_a = \frac{2 \cdot T_{max}}{1.2}$$

donde:  $T_{max}$  es la máxima tracción admisible en la malla (4.3 tf/m)

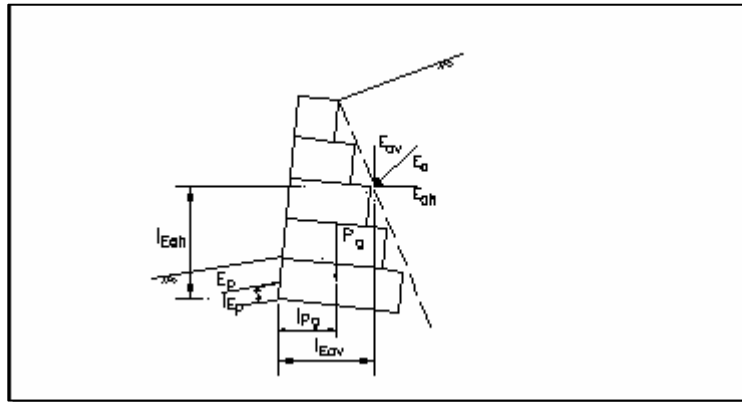
El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento esta dado entonces por la expresión:

$$(7.5) \quad F_s = \frac{T_a + E_{pd}}{E_{ad}}$$

donde:  $E_{ad}$  y  $E_{pd}$  son las componentes de los empujes activo y pasivo en la dirección del deslizamiento (figura 61).

## 7.2 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 (figura 62).



**Figura 62:** 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.

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

$$(7.6) \quad F_s = \frac{M_r}{M_a}$$

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.

### 7.3 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:

$$(7.7) \quad d = \frac{M_r - M_a}{N}$$

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 (figura 63).

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de retención. Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal

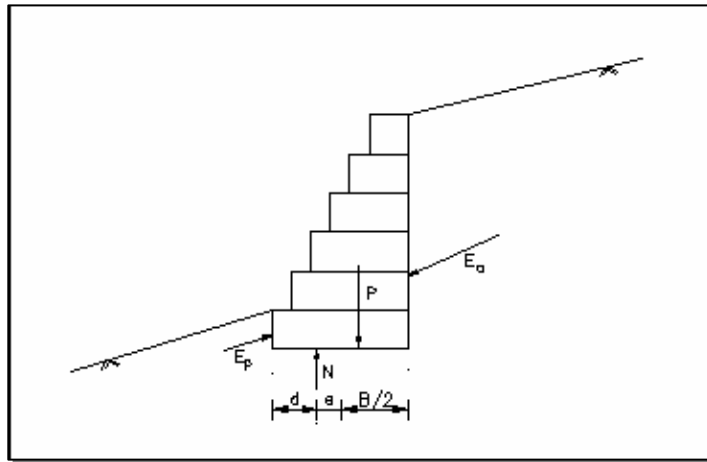
para estas presiones y entonces los valores máximo y mínimo de ellas ocurrirán en los bordes de la base de la estructura (figura 64) y estarán dados por:

$$(7.8) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

y

$$(7.9) \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right)$$

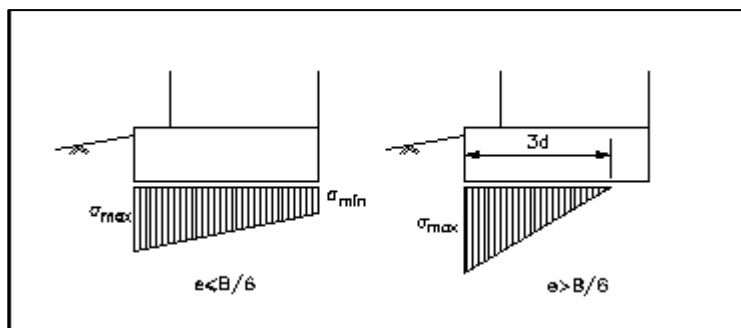
donde:  $e$  es la excentricidad de la fuerza normal  $N$  para  $e \leq B/6$ . En el caso de  $e > B/6$ , solamente una parte de la base es utilizada para la distribución de las presiones (figura 64).



**Figura 63:** Punto de aplicación de  $N$

Esta parte es igual  $3d$  y entonces el valor de la presión máxima  $\sigma_{\max}$  es:

$$(7.10) \quad \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$



**Figura 64:** Distribución de las presiones en la base

Esta última situación debe ser evitada siempre que sea posible y el usuario es avisado cuando este hecho ocurre.

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 suministra este valor al programa, el valor es calculado por la fórmula de Hansen:

$$(7.11) \quad p_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

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

$$(7.12) \quad i_q = 1 - \frac{T}{2N}$$

$$(7.13) \quad i_\gamma = i_q^2$$

$$(7.14) \quad d_c = d_q = 1 + 0.35 \cdot \frac{z}{B}$$

$$(7.15) \quad d_\gamma = 1$$

$$(7.16) \quad N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$(7.17) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$(7.18) \quad N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

La presión máxima admisible en la fundación esta dada por:

$$(7.19) \quad \sigma_{adm} = \frac{P_{lim}}{3}$$

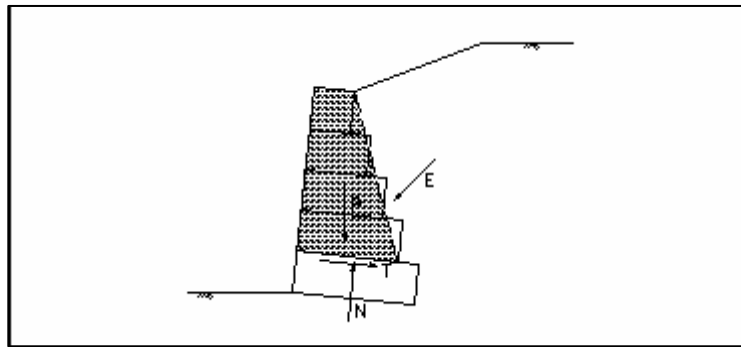
Este valor de la presión admisible esta determinado utilizando las características del suelo superior de la fundación. En caso que existan camadas de suelo menos resistentes debajo de la cota de apoyo de la estructura, se debe hacer una verificación manual de estas camadas.

## 8. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA

Además de las verificaciones anteriores debe ser también verificada la posibilidad de rotura interna de la estructura de retención. 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 el Tema 5 (figura 65).



**Figura 65:** 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 como en los temas 7.1 y 7.3. La tensión de corte será:

$$(8.1) \quad \tau = \frac{T}{B}$$

y la tensión normal máxima:

$$(8.2) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{2 \cdot d}$$

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:

$$(8.3) \quad \tau_{adm} = N \cdot \tan \varphi^* + c_g \quad (8.4) \quad \sigma_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30$$

(expresado en  $\text{tf/m}^2$ )

donde:

$$(8.5) \quad \varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (8.6) \quad c_g = 0.3 \cdot P_u - 0.5$$

(expresado en  $\text{tf/m}^2$ )

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

**Tabla 3:** Tracción admisible en la malla

$T_{max}$ (t/m)	3.0	3.4	3.5	4.0	4.2	4.3	4.5	4.7	5.3
$P_u(a)$ ( $\text{kg/m}^3$ )	8.5	11.2	11.0	11.0	12.3	11.8	14.3	15.2	15.0
$P_u(b)$ ( $\text{kg/m}^3$ )	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  $P_u(a)$  se refieren a gaviones de 0.5 m de alto y los valores de  $P_u(b)$  se refieren a gaviones de 1.0 m de alto.

## 9. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

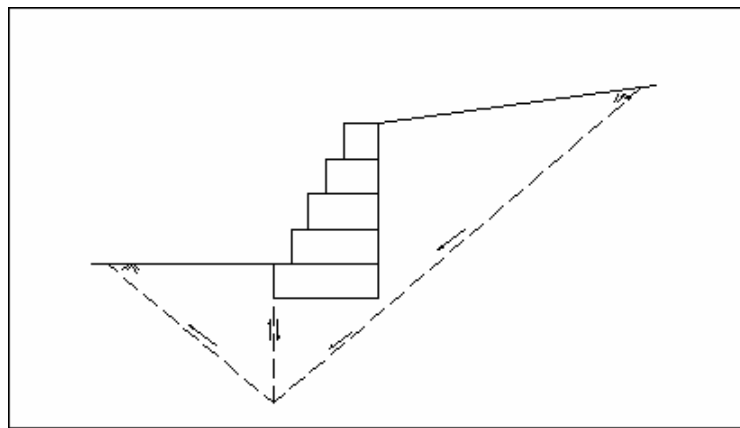
### 9.1 Verificación a la rotura global

Además de las formas de rotura citadas en los temas anteriores, todavía puede ocurrir la falla del relleno a lo largo de una superficie de rotura que contornea la estructura de retención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando hay capas o zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de retención.

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.

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.

Los métodos del primer tipo generalmente utilizan superficies de rotura planas (figura 66), 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.



**Figura 66:** Rotura global del relleno (superficies planas)

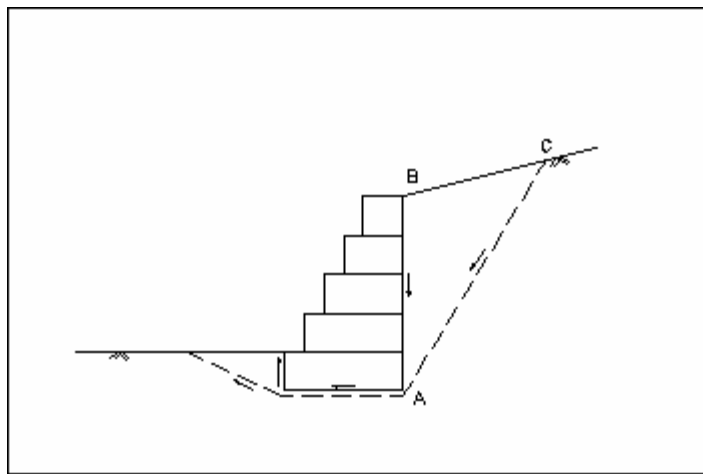
El método de las cuñas considera que la superficie de rotura está formada por una serie de planos que delimitan cuñas rígidas.

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.

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 (tema 7.1). Allí también los planos de rotura forman tres "cuñas" rígidas: la cuña activa, la estructura de retención y la cuña pasiva (figura 67). 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  $F_d$  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  $F_d$  fue calculado es menor, lo que resulta en un valor numéricamente superior para éste, en relación al coeficiente de seguridad contra la rotura global.

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.



**Figura 67:** Cuñas formadas en el análisis de deslizamiento

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 anteriormente.

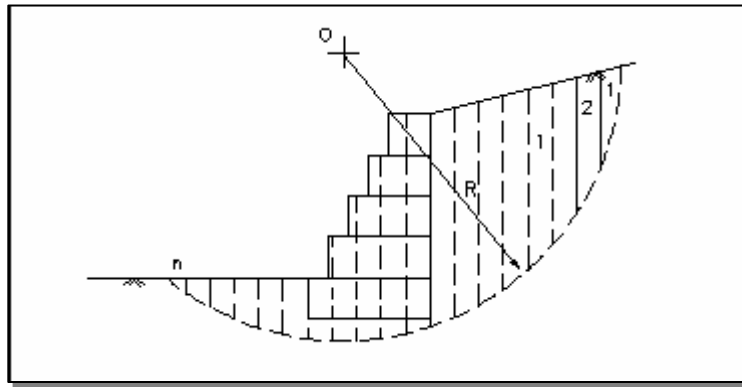
La gran ventaja de los métodos que subdividen el material potencialmente inestable en fajas, es la posibilidad de considerar un gran número de situaciones diferentes, tales como capas de suelos diferentes, presiones neutras, nivel freático, sobrecargas, etc. A parte de eso, la consideración de superficies 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 retención. Entre esos métodos, el más utilizado es el método de Bishop que describiremos a continuación (figura 68).

## 9.2 Método de Bishop

Para el análisis de la estabilidad global del conjunto suelo-muro de retención es utilizado el método de Bishop, 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.

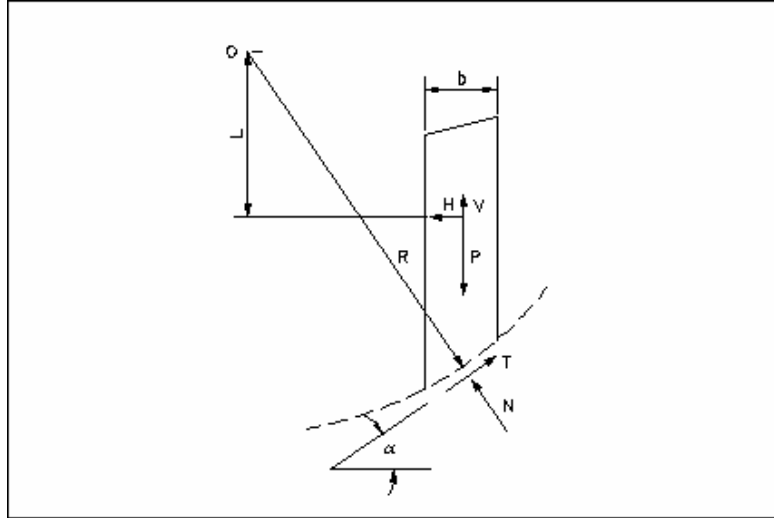
La parte del relleno delimitada por cada uno de esos arcos está dividido en fajas o franjas (figura 68) y se calcula el coeficiente de seguridad contra la rotura a lo largo de esa superficie.



**Figura 68:** 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 estas fajas son mostradas en la figura 69. Ellas son:

- El peso propio  $P$  de la faja;
- El ancho  $b$ ;
- La inclinación de la superficie de rotura  $\omega$  de cada una de las fajas;
- La fuerza normal  $N$  que actúa en la superficie de rotura;
- La fuerza tangencial  $T$  que actúa en la superficie de rotura;
- Las fuerzas horizontales  $H_1$  y  $H_2$  que actúan en las caras laterales de las fajas;
- Las fuerzas verticales  $V_1$  y  $V_2$  que actúan en las caras laterales de las fajas.



**Figura 69:** Geometría y fuerzas que actúan en las fajas

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

$$(9.1) \quad N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \sin \alpha - (V_1 - V_2)$$

La fuerza tangencial  $T$  está dada por:

$$(9.2) \quad T = \frac{c \cdot b_o + N \cdot \tan \varphi}{F_s} = \frac{\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \varphi}{F_s}$$

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,

$$(9.3) \quad N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{\frac{c \cdot b \cdot \tan \alpha}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \alpha \cdot \tan \varphi}{F_s}$$

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:

$$(9.4) \quad \sum_{i=1}^n (R \cdot T_i) = \sum_{i=1}^n (R \cdot P_i \cdot \sin \alpha_i)$$

o:

$$(9.5) \quad R \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \varphi}{F_s} = R \cdot \sum_{i=2}^n (P \cdot \sin \alpha)$$

entonces:

$$(9.6) \quad F_s = \frac{\sum \left( \frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \varphi \right)}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

luego:

$$(9.7) \quad F_s = \frac{\sum \left( \frac{c \cdot b + P \cdot \tan \varphi}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \cdot \tan \varphi}{F_s}} \right)}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

En caso que el nivel del agua pase al interior de la faja, el peso de ésta es calculado utilizando el peso específico saturado para la parte de debajo del nivel de agua y también se determina la presión neutra  $\mu$  que actúa en la superficie de rotura.

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  $L$  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, estas también son incluidas en el análisis en forma de una fuerza resultante  $Q$  aplicada sobre la faja.

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

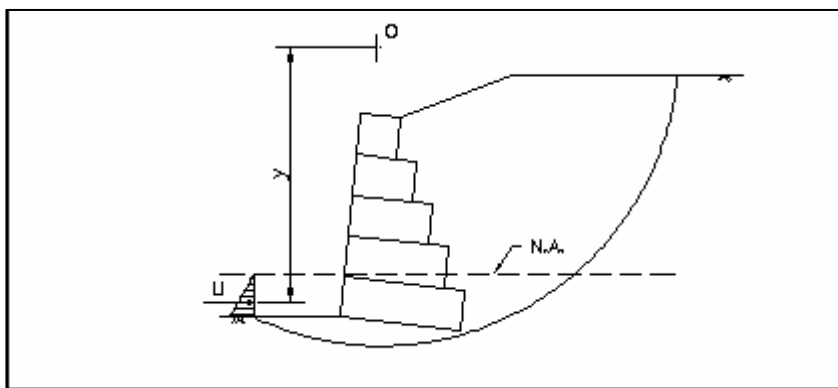
$$(9.8) \quad F_s = \frac{\sum \frac{c \cdot b + (P + Q - V - \mu b) \cdot \tan \varphi}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \cdot \sin \varphi}{F_s}}}{\left[ \sum (P + Q - V) \cdot \sin \alpha + \frac{H \cdot L}{R} \right] + \frac{U \cdot y}{R}}$$

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 esa fuerzas al centro del arco (figura 70).

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  $R$ ), esta 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.

El programa utiliza el método Simplex.

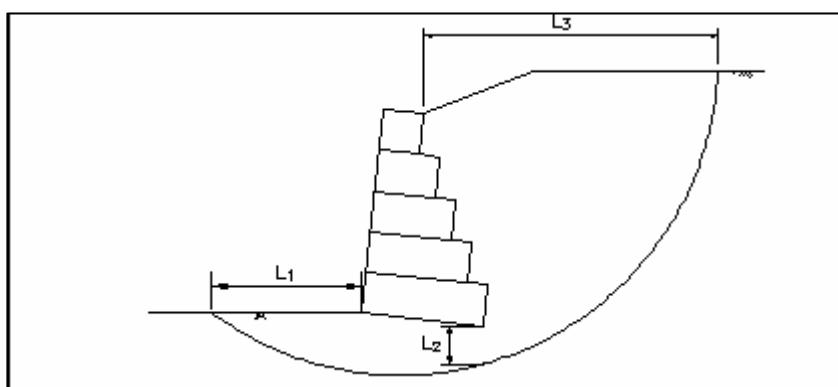


**Figura 70:** Fuerza horizontal  $U$  en muro parcialmente sumergido

### 9.3 Determinación del círculo crítico (Método Simplex)

En la 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.

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  $L_1$  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  $L_2$  entre el círculo y el canto inferior derecho de la base y la distancia horizontal  $L_3$  entre el punto de salida del círculo a la derecha del muro y la cresta de éste (figura 71).



**Figura 71:** Coordenadas del círculo de rotura

El conjunto  $C = (L_1, L_2, L_3)$  si constituye entonces en las coordenadas que identifican cada círculo que será estudiado. A partir de las coordenadas del primer círculo  $C_1$ , son determinadas otros tres círculos  $C_2, C_3$  y  $C_4$ :

$$(9.9) \quad C_1 = (L_{11}, L_{21}, L_{31})$$

$$(9.10) \quad C_2 = (L_{12} = L_{11} + p \cdot l, L_{22} = L_{21} + q \cdot l, L_{32} = L_{31} + q \cdot l)$$

$$(9.11) \quad C_3 = (L_{13} = L_{11} + q \cdot l, L_{23} = L_{21} + p \cdot l, L_{33} = L_{31} + q \cdot l)$$

$$(9.12) \quad C_4 = (L_{14} = L_{11} + q \cdot l, L_{24} = L_{21} + q \cdot l, L_{34} = L_{31} + p \cdot l)$$

donde:

$$(9.13) \quad p = 0.943$$

$$(9.14) \quad q = 0.236$$

$$(9.15) \quad l = 5h$$

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

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:

$$(9.16) \quad C_j^* = (L_{ij}^* + \rho \cdot (\bar{L}_i - L_{ij}))$$

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

En caso que esta operación resulte en un círculo no admisible, sea por cruzar la estructura de retención, o por ultrapasar la profundidad máxima especificada por el

usuario, la constante  $\rho$  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:

$$(9.17) \quad C_j^* = \left( L_{ij}^* = \frac{1}{2} \cdot (L_{ik} + L_{ij}) \right)$$

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

El proceso continua hasta que

$$(9.18) \quad \frac{1}{3} \sum_{j=1}^4 (FS_j - \overline{FS})^2 < 10^{-4}$$

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.

## 10. EJEMPLOS DE DISEÑO

En este capítulo se podrá apreciar un ejemplo de un muro de retención en voladizo y un muro de retención con gaviones. Para el muro de retención en voladizo se utilizó el ejemplo 17.8 del libro de diseño de estructuras de concreto de Arthur H. Nilson. Al mismo tiempo para el ejemplo del muro de retención con gaviones, se utilizarán las mismas condiciones del muro en voladizo, y se utilizará el programa GawacWin 2003, que es un programa de carácter informativo y de sugerencia para el diseño de muros de gaviones, el cual fue proporcionado por el Grupo CALSA de Guatemala.

### 10.1 Ejemplo muro de retención en voladizo

Se diseñará un muro en voladizo que debe contener un terraplén de 11 pies 6 pulgadas de alto, cuya superficie horizontal se somete a una sobrecarga producida por una carga viva de 400 lb/pie<sup>2</sup>. El suelo es una mezcla de arena y grava con una cantidad relativamente moderada de partículas finas de limos, cuyo peso unitario  $w = 120$  lb/pie<sup>3</sup>,  $\phi = 30$  y un coeficiente de fricción en la base  $f = 0.5$ . La presión de contacto admisible se supone igual a 8000 lb/pie<sup>2</sup>. Se utilizará concreto con  $f_c' = 3000$  lb/pulg<sup>2</sup>, con peso  $w_c = 150$  lb/pie<sup>3</sup>, y acero con  $f_c' = 60,000$  lb/pulg<sup>2</sup>.

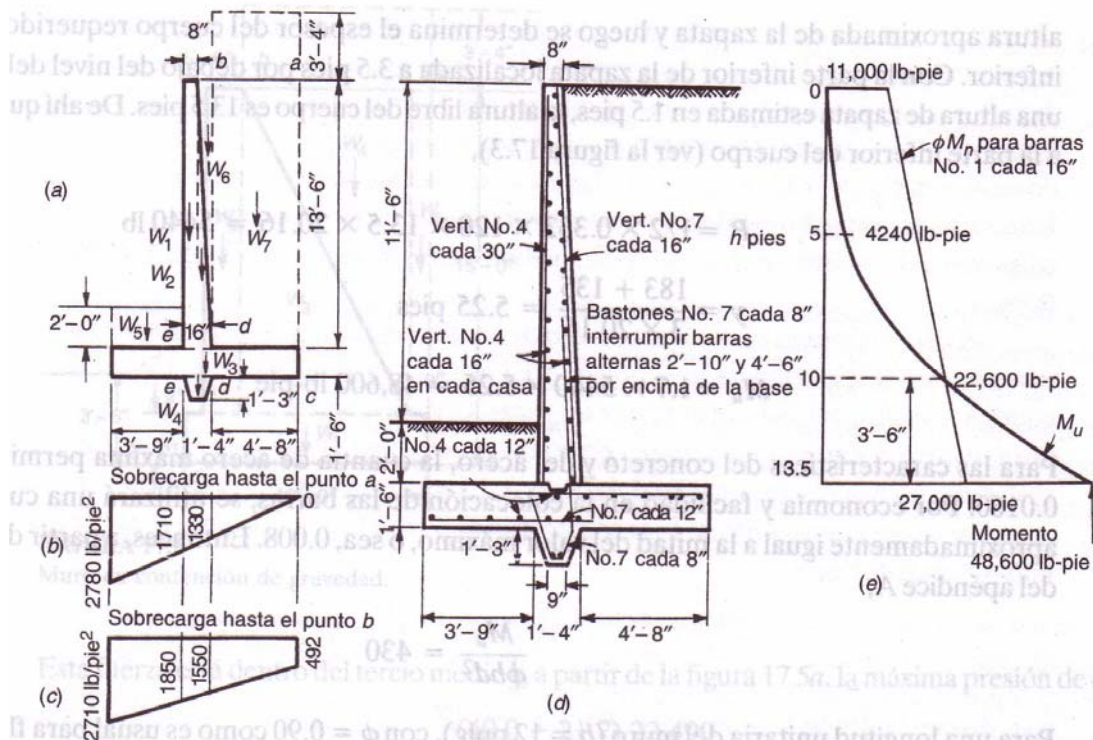
#### 10.1.1 Diseño preliminar.

$$P = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 120 \times 13.5 \times 20.16 = 5440 \text{ lb}$$

$$y = \frac{183 + 135}{3 \times 20.16} = 5.25 \text{ pies}$$

$$M_u = 1.7 \times 5440 \times 5.25 = 48,600 \text{ lb} - \text{pie}$$

Para las características del concreto y del acero, la cuantía de acero máxima permitida es  $\rho_{\max} = 0.0160$ . Por economía y facilidad en la colocación de las barras, se utilizará una cuantía de acero aproximadamente igual a la mitad del valor máximo, o sea, 0.008.



**Figura 72:** Muro de Retención en Voladizo

Entonces, a partir del gráfico A1.b (Diseño de Estructuras de Concreto, 1999:691):

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 430$$

Para una longitud unitaria del muro ( $b = 12$  pulg), con  $\phi = 0.90$  como es usual para la flexión, la altura efectiva que se requiere es

$$d = \sqrt{\frac{48,600 \times 12}{0.90 \times 12 \times 430}} = 11.2 \text{ pu lg}$$

Para verificar la cortante en el cuerpo a una distancia  $d$  por encima de la base:

$$P = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 120 \times 12.5 \times 19.16 = 4900lb$$

$$V_u = 1.7 \times 4900 = 8330lb$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c}bd = 2 \times 0.85\sqrt{3000} \times 12 \times 13.5 = 15,100lb$$

Lo cual confirma que el cuerpo es más que adecuado para resistir la fuerza cortante mayorada.

**10.1.2 Investigación de la estabilidad.** Los pesos y momentos con respecto al borde delantero son los siguientes:

<i>Pesos componentes</i>	<i>W, lb.</i>	<i>x, pies</i>	<i>M<sub>r</sub>, lb-pie</i>
W <sub>1</sub> : 0.67 x 13.5 x 150	1,360	4.08	5,550
W <sub>2</sub> : 0.67 x 0.5 x 13.5 x 150	680	4.67	3,180
W <sub>3</sub> : 9.75 x 1.5 x 150	2,190	4.88	10,700
W <sub>4</sub> : 1.33 x 1.25 x 150	250	4.42	1,100
W <sub>5</sub> : 3.75 x 2 x 120	900	1.88	1,690
W <sub>6</sub> : 0.67 x 0.5 x 13.5 x 120	540	4.86	2,620
W <sub>7</sub> : 4.67 x 13.5 x 120	7,570	7.42	56,200
<b>Total</b>	13,490		81,040

La presión total y el momento de volcamiento del suelo sobre el plano ac del muro es:

$$P = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 120 \times 15 \times 21.67 = 6500lb$$

$$y = \frac{225 + 150}{3 \times 21.67} = 5.77$$

$$M_o = 6500 \times 5.77 = 37,500lb - pie$$

La distancia de la resultante desde el borde delantero es

$$a = \frac{81,040 - 37,500}{13,490} = 3.23 \text{ pies}$$

La presión máxima de suelo en el puntal es:

$$q = 2 \times \frac{13,490}{3 \times 3.23} = 2780 \text{ lb/pie}^2$$

El factor de seguridad contra el volcamiento es:

$$\frac{81,040}{37500} = 2.16 \quad \text{el cual es amplio.}$$

Para verificar la seguridad contra deslizamiento, la fuerza resistente se calcula como la suma de las fuerzas de fricción de la porción posterior y frontal, más la presión pasiva del suelo en el frente del muro.

Fricción en el puntal:	$(2780 + 1710) \times 0.5 \times 3.75 \times 0.577 = 4860 \text{ lb.}$
Fricción en el talón y en el tacón:	$1710 \times 0.5 \times 6 \times 0.5 = 2570 \text{ lb.}$
Presión de tierra pasiva:	$0.5 \times 120 \times 3.25^2 \times 3 = 1910 \text{ lb.}$
<b>Resistencia total al deslizamiento:</b>	<b>= 9340 lb.</b>

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\frac{9340}{6500} = 1.44 \quad \text{es apenas un cuarto por ciento inferior al valor recomendado de 1.5}$$

y puede considerarse adecuado.

**10.1.3 Cuerpo y tacón.** Con  $M_u = 48,600$  lb-pie, espesor del muro en la inferior de 16 pulg y de 8 pulg en la parte superior, con un recubrimiento libre de concreto de 2 pulg,  $d = 16.0 - 2.0 - 0.5 = 13.5$  pulg. Entonces:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{48,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 183} = 295$$

Con  $f_y = 60,000$  lb/pulg<sup>2</sup> y  $f_c' = 3,000$  lb/pulg<sup>2</sup>, la cuantía requerida de acero es  $\rho = 0.0052$  y  $A_s = 0.0052 \times 12 \times 13.5 = 0.84$  pulg<sup>2</sup>/pie. El área requerida se proporciona mediante barras No. 7 espaciadas a 8 pulg centro a centro.

El momento flector en el cuerpo disminuye rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, en los niveles superiores se necesita solo parte del refuerzo principal, y se descontinuaran barras alternas donde ya no sean necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para el cuerpo, calculando los momentos flectores en dos niveles intermedios, a 10 pies y a 5 pies de la parte superior. Estos dos momentos, determinados de la misma manera que el de la base el cuerpo, son iguales a 22,600 lb-pie y 4240 lb-pie, respectivamente. El momento resistente que suministran las barras alternas, es decir, barras No. 7 espaciadas a 16 pulg centro a centro, en la parte inferior del cuerpo es:

$$\phi M_n = \frac{0.90 \times 0.46 \times 60,000}{12} = (13.50 - 0.45) = 27,000 \text{ lb} - \text{pie}$$

En la parte superior,  $d = 8.0 - 2.5 = 5.5$  pulg y el momento resistente de las mismas barras es apenas:

$$\phi M_n = 27,000 \left( \frac{5.5}{13.5} \right) = 11,000 \text{ lb} - \text{pie}$$

Por consiguiente, la línea recta dibujada en la figura 17.7e indica el momento resistente proporcionado en cualquier elevación por la mitad de las barras principales.

#### 10.1.4 Losa del puntal.

$$M_u = 1.7 \left( \frac{2710}{2} \times 3.75^2 \times \frac{2}{3} + \frac{1850}{2} \times 3.75^2 \times \frac{1}{3} \right) - 0.9 \left( 225 \times 3.75^2 \times \frac{1}{2} \right)$$

$$M_u = 27,600 \text{ lb} - \text{pie}$$

Se requiere un recubrimiento mínimo de protección para el acero de 3 pulg; si el diámetro de las barras es aproximadamente 1 pulg, la altura efectiva será de  $18.0 - 3.0 - 0.5 = 14.5$  pulg. Así, para una franja de losa del puntal de 12 pulg,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{27,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 210} = 146$$

El gráfico A1.b (Diseño de Estructuras de Concreto, 1999:691) indica que, para este valor, la cuantía requerida de acero será ligeramente inferior al mínimo de  $200/60,000 = 0.0033$ . El área requerida a flexión es:

$$A_s = 0.0033 \times 12 \times 14.5 = 0.57 \text{ pulg}^2 / \text{pie}$$

se suministra mediante barras No. 7 espaciadas a 12 pulg entre centros.

El cortante se verificara a una distancia  $d = 1.21$  pies de la cara del cuerpo principal (2.54 pies desde el extremo del puntal), de acuerdo con los procedimientos usuales del Código ACI. La presión de contacto para cargas de servicio en este punto (con referencia a la figura) es  $2130 \text{ lb/pie}^2$  y el cortante para cargas mayoradas es

$$V_u = 1.7 \left( 2710 \times \frac{1}{2} \times 2.54 + 2130 \times \frac{1}{2} \times 2.54 \right) - 0.9 (225 \times 2.54)$$

$$V_u = 9940 \text{ lb}$$

La resistencia a cortante de diseño del concreto es

$$\phi V_u = 2 \times 0.85 \sqrt{3000} \times 12 \times 14.5 = 16,200lb$$

muy por encima del valor exigido de  $V_u$ .

**10.1.5 Losa de talón.** El momento que se debe resistir es:

$$M_u = 1.7 \left( 400 \times 4.67^2 \times \frac{1}{2} \right) + 1.4 \left( 1620 \times 4.67^2 \times \frac{1}{2} + 225 \times 4.67^2 \times \frac{1}{2} \right)$$

$$M_u = 35,600lb - pie$$

Así,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{35,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 210} = 188$$

De nuevo la cuantía requerida de acero es casi igual al valor mínimo de 0.0033, por lo cual se proporcionara con barras No. 7 espaciadas a 12 pulg entre centros.

El cortante será el siguiente:

$$V_u = 1.7(400 \times 4.67) + 1.4(1845 \times 4.67)$$

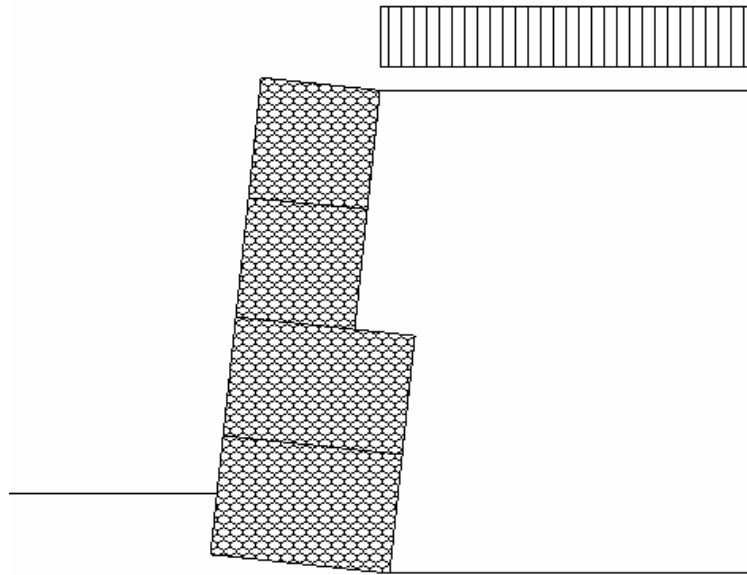
$$V_u = 15,240lb$$

La resistencia a cortante de diseño provista por el concreto es la misma que para la losa del puntal:

$$\phi V_c = 16,200lb$$

## 10.2 Ejemplo muro de retención con gaviones

Para el muro de retención con gaviones se utilizarán las mismas características del suelo y la sobrecarga a utilizarse en el ejemplo del muro en voladizo. Adicional, se utilizará en el suelo base del muro (o fundación) un peso unitario  $w = 120 \text{ lb/pie}^3$ ,  $\phi = 32$  y una cohesión del suelo igual a  $400 \text{ lb/pie}^2$ . Al mismo tiempo la piedra que se utilizará en el relleno es basalto cuyo peso unitario es de  $174.80 \text{ lb/pie}^3$ . El muro tendrá una inclinación de 6 grados, y se utilizara geotextil en la cara del muro que esta expuesta al terraplén en sostenimiento, el cual reducirá 5 % de fricción entre ambos. Se utilizará el siguiente diseño para el análisis del muro de Gaviones.



**Figura 73:** Diseño del Muro de Retención con Gaviones

**GawacWin 2003**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB VERSION GUATEMALA

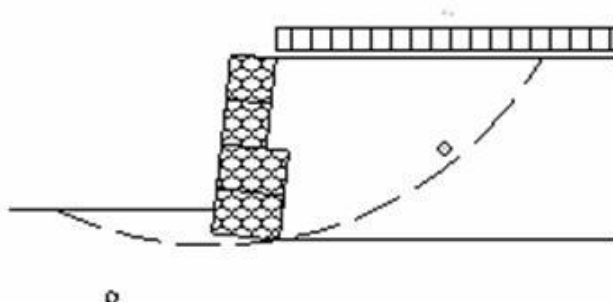
Proyecto: TESIS

Archivo: Calculo Muro Gaviones

**DATOS INICIALES****Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 6.00 grad.  
 Peso esp. de las piedras : 174.80 lb/ft<sup>3</sup>  
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %  
 Geotextil en el terraplén : Si  
 Reducción en la fricción : 5.00 %  
 Geotextil en la base : No  
 Reducción en la fricción : %  
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD  
 +

Camada	Largo ft	Altura ft	Distancia ft
1	4.92	3.28	-
2	4.92	3.28	0.00
3	3.28	3.28	0.00
4	3.28	3.28	0.00

**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.  
 Largo del primer tramo : 0.00 ft  
 Inclinación del segundo tramo : grad.  
 Peso específico del suelo : 120.00 lb/ft<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción del suelo : 30.00 grad.  
 Cohesión del suelo : 0.00 lb/ft<sup>2</sup>

## Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial ft	Inclinación grad.	Peso específico lb/ft <sup>3</sup>	Cohesión lb/ft <sup>2</sup>	Ángulo de fricción grad.

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI.

**GawacWin 2003**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB VERSION GUATEMALA

Proyecto: TESIS

Archivo: Calculo Muro Gaviones

**Datos sobre la fundación**

Profundidad de la fundación : 1.64 ft  
 Largo horiz. en la fundación : ft  
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.  
 Peso específico del suelo : 120.00 lb/ft<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción del suelo : 32.00 grad.  
 Cohesión del suelo : 400.00 lb/ft<sup>2</sup>  
 Presión aceptable en la fundación : 8000.00 lb/ft<sup>2</sup>  
 Nivel del agua : ft

## Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad ft	Peso específico lb/ft <sup>3</sup>	Cohesión lb/ft <sup>2</sup>	Ángulo de fricción grad.
--------	-------------------	---------------------------------------	--------------------------------	-----------------------------

**Datos sobre la napa freática**

Altura inicial : ft  
 Inclinación del primer trecho : grad.  
 Largo del primer trecho : ft  
 Inclinación del segundo trecho : grad.  
 Largo del segundo trecho : ft

**Datos sobre las cargas**

Cargas distribuidas sobre el terraplén  
 Primer trecho : 400.00 lb/ft<sup>2</sup>  
 Segundo trecho : lb/ft<sup>2</sup>

Cargas distribuidas sobre el muro  
 Carga : lb/ft<sup>2</sup>

Línea de carga sobre el terraplén  
 Carga 1 : lb/ft      Dist. al tope del muro : ft  
 Carga 2 : lb/ft      Dist. al tope del muro : ft  
 Carga 3 : lb/ft      Dist. al tope del muro : ft

Línea de carga sobre el muro  
 Carga : lb/ft      Dist. al tope del muro : ft

**Datos sobre efectos sísmicos**

Coeficiente Horizontal : La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscado optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

**GawacWin 2003**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB VERSION GUATEMALA

Proyecto: TESIS

Archivo: Calculo Muro Gaviones

**RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD****Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	: 4806.93 lb/ft
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 4.79 ft
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 4.63 ft
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 29.63 grad.
Empuje Pasivo	: 2892.12 lb/ft
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 0.08 ft
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.77 ft
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 0.00 grad.

**Deslizamiento**

Fuerza normal en en la base	: 9046.69 lb/ft
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 1.25 ft
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: -0.13 ft
Fuerza de corte en la base	: 342.68 lb/ft
Fuerza resistente en la base	: 9891.32 lb/ft

**Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : 2.71****Vuelco**

Momento Activo	:19342.78 lb/ft x ft
Momento Resistente	:31440.90 lb/ft x ft

**Coef. de Seg. Contra el Vuelco : 1.63****Tensiones Actuantes en la Fundación**

Excentricidad	: 1.20 ft
Tensión normal a la izquierda	: 5132.90 lb/ft <sup>2</sup>
Tensión normal a la derecha	: 0.00 lb/ft <sup>2</sup>
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	: 8000.00 lb/ft <sup>2</sup>

Cuidado!! La base no es totalmente utilizada!

**GawacWin 2003**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB VERSION GUATEMALA

Proyecto: TESIS

Archivo: Calculo Muro Gaviones

**Estabilidad Global**

Distancia inicial a la izquierda : ft  
 Distancia inicial a la derecha : ft  
 Profundidad inicial con ref. a la base : ft  
 Máx. profundidad aceptable para el cálculo : ft  
 Centro del arco con referencia al eje X : 0.32 ft  
 Centro del arco con referencia al eje Y : 26.71 ft  
 Radio del arco : 27.67 ft  
 Número de superficies analizadas : 52

**Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 2.30****Estabilidad Interna**

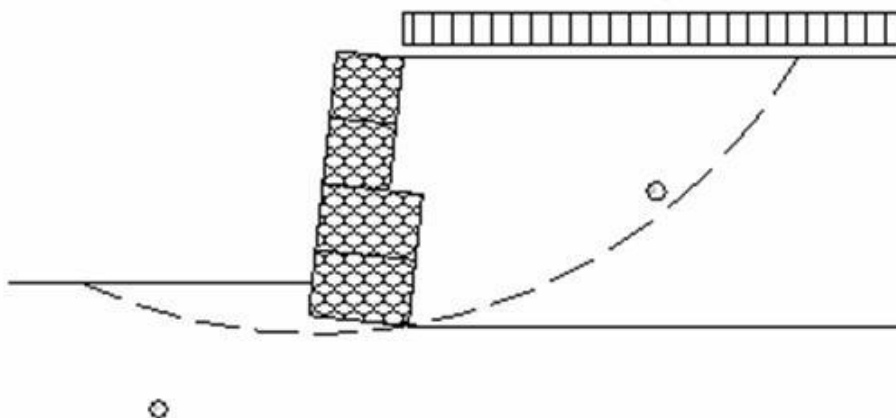
Camada	H ft	N lb/ft	T lb/ft	M lb/ft x ft	$\tau_{Max.}$ lb/ft <sup>2</sup>	$\tau_{Actn.}$ lb/ft <sup>2</sup>	$\sigma_{Max.}$ lb/ft <sup>2</sup>	$\sigma_{Actn.}$ lb/ft <sup>2</sup>
1	9.96	6890.66	2020.01	11029.38	410.47	1547.59	2152.49	13927.76
2	6.53	3243.86	874.37	4098.91	266.51	1214.40	1283.59	
3	3.26	1544.74	295.01	2513.21	89.92	795.02	474.73	

**GawacWin 2003**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB VERSION GUATEMALA

Proyecto: TESIS

Archivo: Calculo Muro Gaviones

**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	$\gamma$ lb/ft <sup>2</sup>	c lb/ft <sup>2</sup>	$\phi$ grad.	Suelo	$\gamma$ lb/ft <sup>2</sup>	c lb/ft <sup>2</sup>	$\phi$ grad.
B <sub>s</sub>	120.00	0.00	30.00	F <sub>s</sub>	120.00	400.00	32.00

**CARGAS**

Carga	Valor lb/ft <sup>2</sup>	Carga	Valor lb/ft
q <sub>1</sub>	400.00		

**VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD**

Coef. de seg. contra el Desliz.	2.71	Tensión en la base (izq.)	5132.90lb/ft <sup>2</sup>
Coef. de seg. contra el Vuelco	1.63	Tensión en la base (der.)	0.00lb/ft <sup>2</sup>
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.30	Máx. tensión aceptable	8000.00lb/ft <sup>2</sup>

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

## **11. COMPARACIÓN DE COSTOS**

En este capítulo se podrá apreciar una comparación de costos, tanto de mano de obra como de materiales, para llevar a cabo la construcción de muros en voladizo y muros con gaviones. Para esta comparación se efectuó un estudio de precios, tanto de mano de obra como de materiales, en el mercado guatemalteco en el mes de septiembre del año 2006, algunos de los cuales se obtuvieron del listado de precios de la Cámara Guatemalteca de la Construcción.

Esta comparación se realizó con un programa obtenido de la compañía constructora Grupo CALSA, la cual es un distribuidor autorizado de gaviones Maccaferri. Al mismo tiempo se supone que el suelo con el cual se realiza la comparación es de buena calidad. También se toma en cuenta que para el transporte de materiales, es una distancia promedio, por lo que estos precios pueden variar según la ubicación de la obra. Se comparan los precios de muros de diferentes alturas, para poder apreciar al final una gráfica comparativa de costos.

**Tabla 4:** Datos iniciales (Precios en US\$, fecha base septiembre / 2006)

Largo del muro	m	1.00	
Transporte del material p/relleno	Km.	5.00	
Transporte de piedras	Km.	10.00	
Transporte de arena	Km.	10.00	
Profundidad del relleno al tardez	m	10.00	
Distancia obra / fábrica	Km.	10.00	
Excavación	US\$ / m <sup>3</sup>	1.82	
Hormigón pobre	US\$ / m <sup>3</sup>	27.40	
Hormigón preparado fck = 20 MPa	US\$ / m <sup>3</sup>	82.14	94.5
Hormigón estructural			
Provisión de arena	US\$ / m <sup>3</sup>	0.00	21.85
Transporte da arena	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.00	0.30
Provisión de áridos	US\$ / m <sup>3</sup>	0.00	24.42
Transporte de áridos	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.00	0.50
Hormigón	US\$ / Kg.	0.00	0.17
Mezclado	US\$ / m <sup>3</sup>	0.00	24.25
Colocación	US\$ / m <sup>3</sup>	10.95	
Acero CA-50 A (mat y m.o.)	US\$ / Kg.	1.38	
Andamios	US\$ / m <sup>3</sup>	27.38	
Encofrado (mat y m.o.)	US\$ / m <sup>2</sup>	27.95	
Excavación de la ficha	US\$ / m <sup>2</sup>	10.70	
Hormigón de la ficha	US\$ / m <sup>3</sup>	160.20	
Mortero - relación 1:4			
Perforación de tirantes			
Provisión del tirante C.T. = 15 tf	US\$ / ml	0.00	
Provisión del tirante C.T. = 22 tf	US\$ / ml	0.00	
Provisión del tirante C.T. = 30 tf	US\$ / ml	0.00	
Tablestacas pre-moldeadas de Hormigón Ø=26 cm.	US\$ / ml	0.00	
Tablestacas pre-moldeadas de Hormigón Ø=33 cm.	US\$ / ml	0.00	
Perforación Ø = 30 cm.	US\$ / ml	0.00	
Tela para gaviones	US\$ / m <sup>3</sup>	27.00	
Tela para terramesh	US\$ / Kg.	3.15	
Transporte malla a la obra - (gaviones)	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.09	
Transporte malla a la obra - (terramesh)	US\$ / Kg. x Km.	0.003	
Armado de la malla	US\$ / m <sup>3</sup>	9.60	
Provisión de la piedra de relleno	US\$ / m <sup>3</sup>	8.25	
Transporte de la piedra de relleno	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.40	
Llenado con piedra	US\$ / m <sup>3</sup>	14.40	
Geotextil	US\$ / m <sup>2</sup>	1.55	
Provisión de arena p/ filtro	US\$ / m <sup>3</sup>	10.50	
Transporte de arena p/filtro	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.66	
Colocación de la arena p/filtro	US\$ / m <sup>3</sup>	5.75	
Excavación y carga de mat. p/relleno al tardez	US\$ / m <sup>3</sup>	5.00	
Transporte del material p/relleno al tardez	US\$ / m <sup>3</sup> x Km.	0.66	
Distribución y compactación del relleno	US\$ / m <sup>3</sup>	1.45	
Barbacanas	US\$ / un	1.10	2.0

**Tabla 5:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 2 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	0.75	1.82	1.37
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	3.00	27.00	81.00
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	30.00	0.09	2.70
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	3.00	9.60	28.80
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	3.00	8.25	24.75
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	30.00	0.40	12.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	3.00	14.40	43.20
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	2.50	1.55	3.88
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	17.75	5.00	88.75
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	88.75	0.66	58.58
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	17.75	1.45	25.74
<b>TOTAL</b>				<b>370.75</b>

**Tabla 6:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 3 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	0.75	1.82	1.37
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	4.50	27.00	121.50
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	45.00	0.09	4.05
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	4.50	9.60	43.20
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	4.50	8.25	37.13
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	45.00	0.40	18.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	4.50	14.40	64.80
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	3.50	1.55	5.43
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	26.25	5.00	131.25
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	131.25	0.66	86.63
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	26.25	1.45	38.06
<b>TOTAL</b>				<b>551.40</b>

**Tabla 7:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 4 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	1.00	1.82	1.82
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	6.50	27.00	175.50
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	65.00	0.09	5.85
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	6.50	9.60	62.40
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	6.50	8.25	53.63
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	65.00	0.40	26.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	6.50	14.40	93.60
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	5.00	1.55	7.75
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	34.50	5.00	172.50
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	172.50	0.66	113.85
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	34.50	1.45	50.03
<b>TOTAL</b>				<b>762.92</b>

**Tabla 8:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 5 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	1.50	1.82	2.73
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	10.50	27.00	283.50
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	105.00	0.09	9.45
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	10.50	9.60	100.80
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	10.50	8.25	86.63
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	105.00	0.40	42.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	10.50	14.40	151.20
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	6.80	1.55	10.54
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	41.00	5.00	205.00
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	205.00	0.66	135.30
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	41.00	1.45	59.45
<b>TOTAL</b>				<b>1,086.60</b>

**Tabla 9:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 6 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	1.75	1.82	3.19
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	14.00	27.00	378.00
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	140.00	0.09	12.60
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	14.00	9.60	134.40
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	14.00	8.25	115.50
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	140.00	0.40	56.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	14.00	14.40	201.60
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	8.00	1.55	12.40
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	47.75	5.00	238.75
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	238.75	0.66	157.58
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	47.75	1.45	69.24
<b>TOTAL</b>				<b>1,379.25</b>

**Tabla 10:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 8 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	2.75	1.82	5.01
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	27.00	27.00	729.00
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	270.00	0.09	24.30
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	27.00	9.60	259.20
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	27.00	8.25	222.75
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	270.00	0.40	108.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	27.00	14.40	388.80
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	11.50	1.55	17.83
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	55.75	5.00	278.75
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	278.75	0.66	183.98
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	55.75	1.45	80.84
<b>TOTAL</b>				<b>2,298.44</b>

**Tabla 11:** Planilla de costos para alternativa en muro de gaviones tipo caja  
(Altura H = 10 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$	UNIT.TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	3.25	1.82	5.92
2. MALLAS PARA GAVIONES	m <sup>3</sup>	37.50	27.00	1,012.50
3. TRANSPORTE MALLAS A OBRA	m <sup>3</sup> x Km.	375.00	0.09	33.75
4. ARMADO DE LA MALLA	m <sup>3</sup>	37.50	9.60	360.00
5. PROVISIÓN DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup>	37.50	8.25	309.38
6. TRANSPORTE DE LA PIEDRA DE RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	375.00	0.40	150.00
7. LLENADO CON PIEDRAS DE LOS GAVIONES	m <sup>3</sup>	37.50	14.40	540.00
8. GEOTEXTIL	m <sup>2</sup>	14.00	1.55	21.70
9. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO AL TARDOZ	m <sup>3</sup>	65.75	5.00	328.75
10. TRANSPORTE DEL MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> x Km.	328.75	0.66	216.98
11. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	65.75	1.45	95.34
<b>TOTAL</b>				<b>3,074.30</b>

**Tabla 12:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 2 metros)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$	UNIT.TOTAL
1. ESCAVACIÓN	m <sup>3</sup>	0.63	1.82	1.14
2. HORMIGÓN POBRE	m <sup>3</sup>	0.06	27.40	1.71
3. HORMIGÓN MEZCLADO	m <sup>3</sup>	0.45	82.14	36.96
4. HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m <sup>3</sup>	0.45		
4.1. PROVISIÓN DE ARENA	m <sup>3</sup>	0.14	0.00	0.00
4.2. TRANSPORTE DE ARENA	m <sup>3</sup> xkm	1.35	0.00	0.00
4.3. PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m <sup>3</sup>	0.27	0.00	0.00
4.4. TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m <sup>3</sup> xkm	2.70	0.00	0.00
4.5. CEMENTO ( 300 Kg. / m <sup>3</sup> )	Kg.	135.00	0.00	0.00
4.6. MEZCLADO	m <sup>3</sup>	0.45	0.00	0.00
4.7. COLOCACIÓN	m <sup>3</sup>	0.45	10.95	4.93
5. ENCOFRADOS	m <sup>2</sup>	4.00	27.95	111.80
6. ANDAMIOS	m <sup>3</sup>	2.00	27.38	54.76
7. ACERO CA-50	Kg.	18.00	1.38	24.84
8. PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m <sup>3</sup>	0.60	10.50	6.30
9. TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m <sup>3</sup> xkm	6.00	0.66	3.96
10. COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m <sup>3</sup>	0.60	5.75	3.45
11. PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m <sup>3</sup>	19.75	5.00	98.75
12. TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m <sup>3</sup> xkm	98.75	0.66	65.18
13. DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m <sup>3</sup>	19.75	1.45	28.64
14. BARBACANAS	un	1.00	1.10	1.10
<b>TOTAL</b>				<b>443.51</b>

**Tabla 13:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 3 metros)

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	0.75	1.82	1.37
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.08	27.40	2.06
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	0.72	82.14	59.14
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	0.72		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	0.22	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	2.16	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	0.43	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	4.32	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	216.00	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	0.72	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	0.72	10.95	7.88
5.	ENCOFRADOS	m2	6.00	27.95	167.70
6.	ANDAMIOS	m3	3.00	27.38	82.14
7.	ACERO CA-50	Kg.	28.80	1.38	39.74
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	0.90	10.50	9.45
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	9.00	0.66	5.94
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	0.90	5.75	5.18
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	29.55	5.00	147.75
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	147.75	0.66	97.52
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	29.55	1.45	42.85
14.	BARBACANAS	un	2.00	1.10	2.20
		<b>TOTAL</b>			<b>670.91</b>

**Tabla 14:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 4 metros)

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	1.05	1.82	1.91
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.11	27.40	2.88
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	1.11	82.14	91.28
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	1.11		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	0.33	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	3.33	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	0.67	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	6.67	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	333.38	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	1.11	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	1.11	10.95	12.17
5.	ENCOFRADOS	m2	8.00	27.95	223.60
6.	ANDAMIOS	m3	4.00	27.38	109.52
7.	ACERO CA-50	Kg.	66.68	1.38	92.01
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.20	10.50	12.60
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	12.00	0.66	7.92
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.20	5.75	6.90
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	39.30	5.00	196.50
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	196.50	0.66	129.69
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	39.30	1.45	56.99
14.	BARBACANAS	un	2.00	1.10	2.20
			<b>TOTAL</b>		<b>946.16</b>

**Tabla 15:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 5 metros)

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	1.35	1.82	2.46
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.14	27.40	3.70
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	1.78	82.14	146.00
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	1.78		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	0.53	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	5.33	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	1.07	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	10.67	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	533.25	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	1.78	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	1.78	10.95	19.46
5.	ENCOFRADOS	m2	10.00	27.95	279.50
6.	ANDAMIOS	m3	5.00	27.38	136.90
7.	ACERO CA-50	Kg.	106.65	1.38	147.18
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.50	10.50	15.75
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	15.00	0.66	9.90
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.50	5.75	8.63
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	49.00	5.00	245.00
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	245.00	0.66	161.70
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	49.00	1.45	71.05
14.	BARBACANAS	un	3.00	1.10	3.30
			<b>TOTAL</b>		<b>1,250.53</b>

**Tabla 16:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 6 metros)

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	1.70	1.82	3.09
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.17	27.40	4.66
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	2.85	82.14	234.10
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	2.85		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	0.86	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	8.55	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	1.71	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	17.10	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	855.00	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	2.85	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	2.85	10.95	31.21
5.	ENCOFRADOS	m2	12.00	27.95	335.40
6.	ANDAMIOS	m3	6.00	27.38	164.28
7.	ACERO CA-50	Kg.	228.00	1.38	314.64
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.80	10.50	18.90
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	18.00	0.66	11.88
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	1.80	5.75	10.35
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	58.20	5.00	291.00
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	291.00	0.66	192.06
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	58.20	1.45	84.39
14.	BARBACANAS	un	3.00	1.10	3.30
		<b>TOTAL</b>			<b>1,699.26</b>

**Tabla 17:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 8 metros)

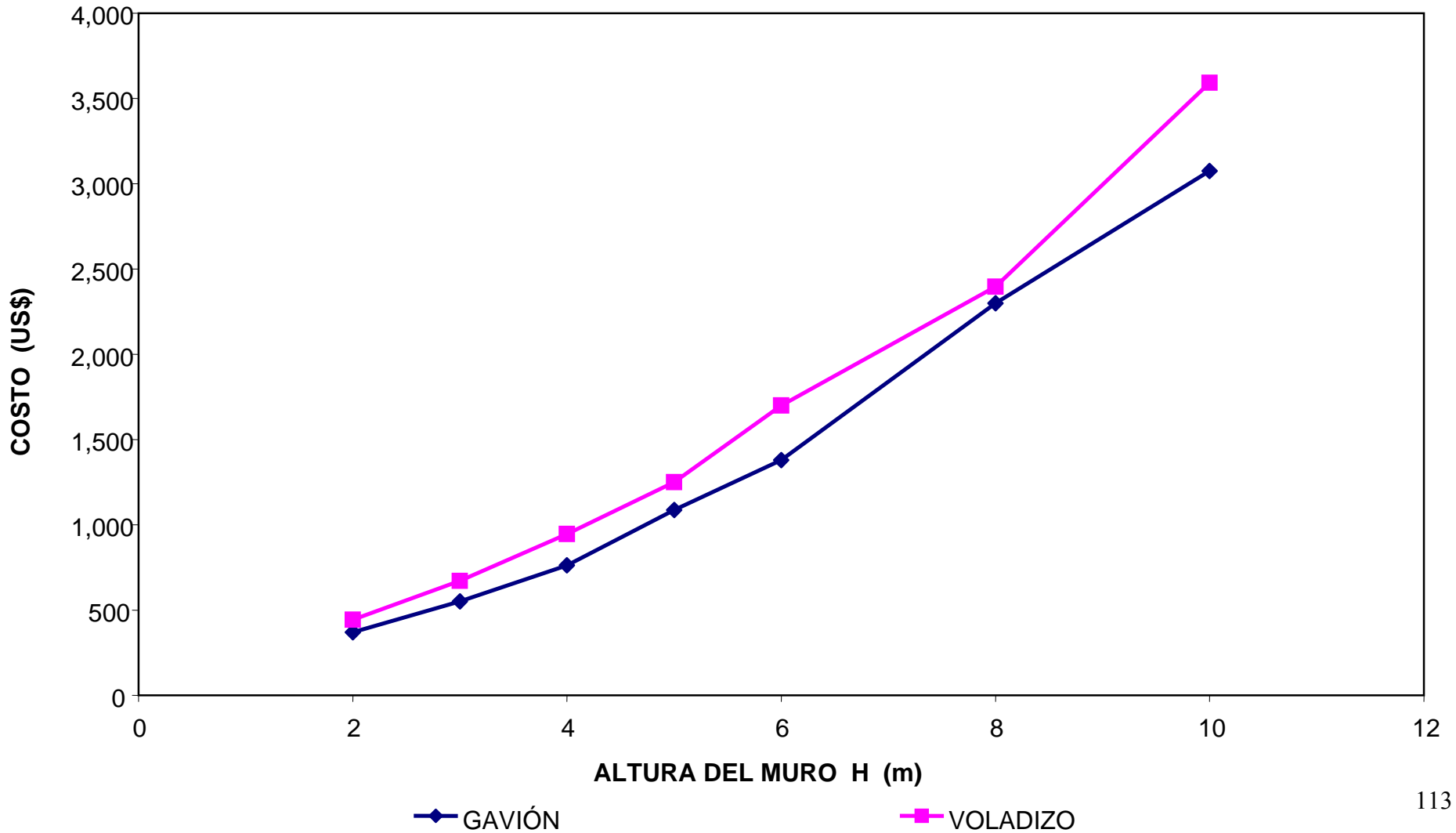
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$	UNIT.TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	2.40	1.82	4.37
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.24	27.40	6.58
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	4.46	82.14	366.55
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	4.46		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	1.34	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	13.39	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	2.68	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	26.78	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	1,338.75	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	4.46	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	4.46	10.95	48.86
5.	ENCOFRADOS	m2	16.00	27.95	447.20
6.	ANDAMIOS	m3	8.00	27.38	219.04
7.	ACERO CA-50	Kg.	357.00	1.38	492.66
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	2.40	10.50	25.20
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	24.00	0.66	15.84
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	2.40	5.75	13.80
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	77.00	5.00	385.00
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	385.00	0.66	254.10
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	77.00	1.45	111.65
14.	BARBACANAS	un	4.00	1.10	4.40
		<b>TOTAL</b>			<b>2,395.25</b>

**Tabla 18:** Planilla de costos para alternativa en muro de retención en voladizo  
(Altura H = 10 metros)

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	US\$ UNIT.	TOTAL
1.	ESCAVACIÓN	m3	3.10	1.82	5.64
2.	HORMIGÓN POBRE	m3	0.31	27.40	8.49
3.	HORMIGÓN MEZCLADO	m3	7.56	82.14	620.67
4.	HORMIGÓN ESTRUCTURAL	m3	7.56		
4.1.	PROVISIÓN DE ARENA	m3	2.27	0.00	0.00
4.2.	TRANSPORTE DE ARENA	m3xkm	22.67	0.00	0.00
4.3.	PROVISIÓN DE ÁRIDOS	m3	4.53	0.00	0.00
4.4.	TRANSPORTE DE ÁRIDOS	m3xkm	45.34	0.00	0.00
4.5.	CEMENTO ( 300 Kg. / m3 )	Kg.	2,266.88	0.00	0.00
4.6.	MEZCLADO	m3	7.56	0.00	0.00
4.7.	COLOCACIÓN	m3	7.56	10.95	82.74
5.	ENCOFRADOS	m2	20.00	27.95	559.00
6.	ANDAMIOS	m3	10.00	27.38	273.80
7.	ACERO CA-50	Kg.	755.63	1.38	1,042.76
8.	PROVISIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	3.00	10.50	31.50
9.	TRANSPORTE DE ARENA P/FILTRO	m3xkm	30.00	0.66	19.80
10.	COLOCACIÓN DE ARENA P/FILTRO	m3	3.00	5.75	17.25
11.	PROVISIÓN DE MAT. P/RELLENO	m3	94.75	5.00	473.75
12.	TRANSPORTE DE MATERIAL P/RELLENO	m3xkm	473.75	0.66	312.68
13.	DISTRIBUCIÓN Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO	m3	94.75	1.45	137.39
14.	BARBACANAS	un	5.00	1.10	5.50
		<b>TOTAL</b>			<b>3,590.97</b>

**Figura 74:** Comparación de costos en diferentes alturas presentados en tablas anteriores

**TERRENO NATURAL DE BUENA CALIDAD**



## 12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Luego de la investigación llevada a cabo en esta tesis para el conocimiento del diseño y efectividad de los muros con gaviones, y una comparación de costos contra un muro en voladizo, se pudieron obtener resultados los cuales muestran ventajas y desventajas, los cuales se mencionaran a continuación.

- Es simple de construir y mantener. No se requiere de mano de obra especializada, y se utilizan herramientas básicas.
- Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.
- En la mayoría de los casos su costo puede ser más económico que un muro de concreto reforzado en voladizo como se pueden ver en la comparación de costos llevadas a cabo en esta tesis, tanto en mano de obra como en materiales.
- La permeabilidad del muro puede ser efectivo en algunos casos. Ya que el mismo permite la reducción de la presión de agua sobre el muro, pero al mismo tiempo puede aumentar la erosión del suelo. Por lo tanto se recomienda utilizar geotextil en la base o en la cara del muro expuesta al relleno, según sea necesario.
- Los gaviones pueden llegar a ser una solución estética, a la hora de ser diseñado el muro.

## BIBLIOGRAFÍA

- Das, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2001, Thomson Learning Inc.
- MACCAFERRI, *Obras de Contención*, 2003, MACCAFERRI, Brasil.
- MACCAFERRI, *GawacWin*, 2003, MACCAFERRI, Brasil.
- Nilson, Arthur H., *Diseño de Estructuras de Concreto*, 1999, Editorial McGraw-Hill.
- Sowers, George B., *Soil Mechanics and Foundations*, 1961, The Macmillan Company.