

**GRUPO TÉCNICO GAVIONES**

# Estructuras de contención en **Gaviones**

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO, EJECUCIÓN Y CONTROL**

**CDE**®

CORPORACION DE DESARROLLO TECNOLÓGICO  
Cámara Chilena de la Construcción



LA CORPORACIÓN DE DESARROLLO  
TECNOLÓGICO AGRADECE LA  
COLABORACIÓN DE LAS SIGUIENTES  
EMPRESAS EN LA PUBLICACIÓN DE ESTE  
DOCUMENTO





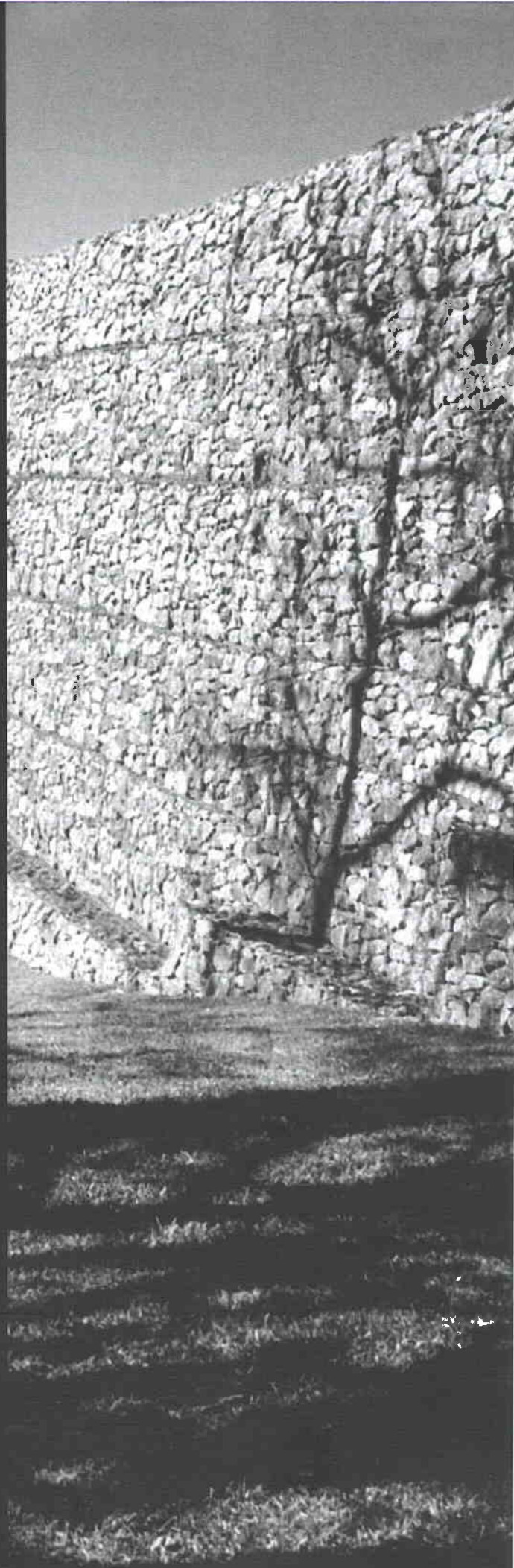
**GRUPO TÉCNICO GAVIONES**

# Estructuras de contención en **Gaviones**

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO, EJECUCIÓN Y CONTROL**

**CDI**®

CORPORACION DE DESARROLLO TECNOLÓGICO  
Cámara Chilena de la Construcción



1<sup>era</sup> Edición, Julio 2004, 500 ejemplares

## RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA DEMARCACIONES HORIZONTALES

Es propiedad de la Corporación de Desarrollo Tecnológico  
Número de Registro de Propiedad Intelectual, Inscripción 140.457  
I.S.B.N. 956-7911-05-3  
Prohibida su reproducción total o parcial sin citar la fuente

Marchant Pereira 221, of.11  
Providencia, Santiago de Chile  
Fono: (56-2) 2042840  
Fax: (56-2) 2042845

Diseño y Producción Gráfica: Domus S.A. · Imprenta: Colorama



# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	7
<b>CAPÍTULO I OBRAS DE CONTENCIÓN</b>	
1.1 Definición	9
1.2 Tipología	10
1.2.1 Estructuras gravitacionales	10
1.2.2 Estructuras en hormigón armado	10
1.2.3 Estructuras tipo tablestacado	12
1.2.4 Estructuras ancladas	12
1.2.5 Estructuras en suelo reforzado	12
1.3 Características, aplicaciones y lmites	12
<b>CAPÍTULO II ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES</b>	
2.1 Características técnicas y funcionales	15
2.2 Tipología	18
2.3 Dimensiones nominales	21
2.4 Características de los materiales	22
2.5 Aplicaciones	24
<b>CAPÍTULO III DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES</b>	
3.1 Alcances	27
3.2 Teoría y cálculos de estabilidad	27
3.2.1 Resistencia al corte del suelo	27
3.2.2 Estado plano y círculo de mohr	28
3.2.3 Criterio de mohr-coulomb	29
3.2.4 Resistencia al corte en suelos no cohesivos	30
3.2.5 Resistencia al corte en suelos cohesivos	31
3.3 Coeficientes de seguridad	32
3.4 Determinación del empuje	33
3.4.1 Teoría de rankine	35
3.4.2 Teoría de coulomb	38
3.4.3 Método numérico del equilibrio límite	42
3.4.4 Efecto sísmico	45
3.5 Aplicaciones de la teorías a muros de gaviones	47

3.6 Criterios para la verificación de la estabilidad	49
3.6.1 Fuerzas que actúan sobre la estructura	50
3.6.2 Determinación de empujes	51
3.6.3 Verificación de estabilidad contra el deslizamiento	51
3.6.4 Verificación al volcamiento	52
3.6.5 Verificación de las presiones aplicadas a la fundación	53
3.6.6 Verificación de la estabilidad contra la ruptura global	55
3.6.7 Verificación de la estabilidad contra la ruptura interna	59
3.7 Consideraciones especiales	59

## **CAPÍTULO IV ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES**

4.1 Descripción	63
4.2 Tipos y dimensiones	63
4.3 Alambre	64
4.3.1 Revestimiento del alambre	64
4.3.2 Recubrimiento plástico	65
4.4 Características de la malla	65
4.5 Refuerzo de los bordes	66
4.6 Características del gavión caja	67
4.7 Características del gavión sábana	67
4.8 Amarre y atirantamiento	67
4.9 Tolerancias	68
4.10 Material de relleno	68
4.11 Referencias, normas, códigos manuales	69

## **CAPÍTULO V EJECUCIÓN Y CONTROL**

5.1 Preparación del terreno	71
5.2 Armado de los módulos	72
5.3 Relleno posterior	75

## **CAPÍTULO VI ANEXO "PROCEDIMIENTOS DE INSTALACIÓN"**

## INTRODUCCIÓN



Figura N°1 Construcción en Italia de obra en gaviones siglo XIX

El empleo de gaviones en obras de Ingeniería se remonta a fines de 1800, donde en Europa se desarrolló y se dio uso al primer gavión metálico.

Hoy en día, en muchos países, se puede encontrar un vasto desarrollo de obras de envergadura, que incluyen contención de suelos con la utilización de gaviones.

En Chile, su uso se ha hecho cada vez mayor y hoy es posible comprobar su éxito en obras con varios años de duración, que avalan y realzan las ventajas técnico-económicas de los gaviones frente a soluciones alternativas.

El historial de desarrollo técnico de esta aplicación permite que hoy en día se conozcan una diversidad de aspectos relacionados con su diseño y sus materiales, que aún son desconocidos por muchos.

Por lo anterior es que en una iniciativa conjunta con la Corporación de Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción, se plantea desarrollar este documento a fin de que pueda ser utilizado tanto por proyectistas, como por instaladores y fiscalizadores.

Este documento aborda aquellas obras realizadas con gaviones y orientadas a la contención de suelos.



Participaron como integrantes del Grupo Técnico, tanto asistiendo regularmente a sus reuniones de trabajo como revisando la documentación técnica que respalda las definiciones y conceptos vertidos en este texto las siguientes personas:

Daniel Espejo (PRODALAM)

Jaime Duran (Macafferri de Brasil)

Pedro Ortigosa (IDIEM)

Fernando Rodríguez (PUC)

Héctor Ventura G. (Tierra Armada)

Antonio Fernández (Geotecnia)

Rafael Baeza (DOH-MOP)

Jaime Chavarría (Vialidad – MOP)

Luis Ebensperger (CDT)

Hermann Noll (CDT)

# CAPÍTULO I

## OBRAS DE CONTENCIÓN

### 1.1 Definición

Puede definirse como estructura de contención, a cualquier obra capaz de contener o soportar las presiones laterales o empujes, generados por los suelos contenidos y sobrecargas externas. Por ejemplo, situaciones de taludes verticales o próximos a la vertical, rellenos a trasdós (material dispuesto por detrás de la estructura) y laderas inestables, entre otras.

A su vez, según su funcionalidad lo podemos encontrar de tres formas:

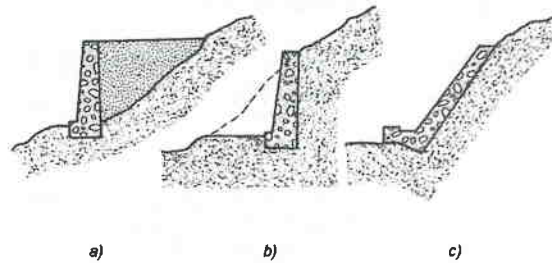


Figura 1.1 Clasificación funcional de estructuras de contención

#### **Muros de Contención a):**

Construido separados del terreno natural dejando un espacio vacío que, posteriormente, se rellena con un material seleccionado con el objeto de crear o ampliar la plataforma, por ejemplo de una carretera.

#### **Muros de Contención b):**

Empleado para la sujeción de tierras o terrenos inestables, que en algún momento caerían si se dejasen sin apoyo.

**Muros de Contención c):**

Empleado para proteger superficialmente al terreno contra la acción de la erosión.

**1.2 Tipologías**

Los muros de contención se pueden clasificar en relación a sus materiales y forma de fabricación, siendo los más utilizados: los muros de hormigón armado y de gravedad o en masa ejecutados "in situ", muros de gaviones, vegetados, de mampostería, prefabricados, de suelo reforzado, anclados, etc.

A continuación se mencionan aquellas tipologías de uso más habitual.

**1.2.1 Estructuras Gravitacionales**

Son aquellas estructuras en que su peso propio es capaz de soportar los empujes a contener.



Figura N°1.2 Estructuras Gravitacionales

Los muros de hormigón en masa o de gravedad son los que utilizan su propio peso como elemento de resistencia al momento volcante producido por el empuje del suelo.

1: Clasificación según J. Salas 1981:

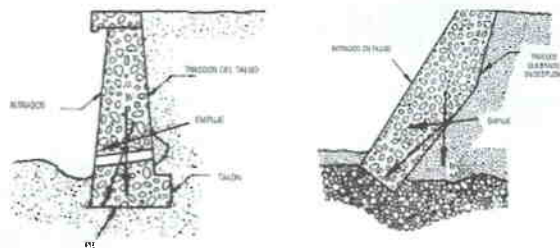


Figura 1.3 Muros de hormigón en masa

**1.2.2 Estructuras en Hormigón Armado**

Son muros armados interiormente con barras de acero y diseñados para soportar esfuerzos de tracción. Están básicamente compuestas por dos losas de hormigón dispuestas en forma de "L" o "T invertido" en las cuales también se puede introducir contrafuertes para aumentar su rigidez.

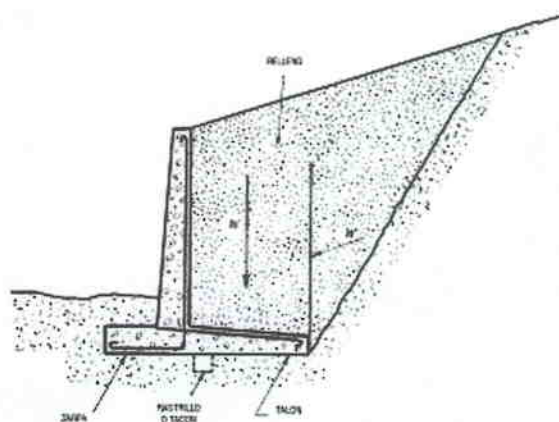


Figura 1.4 Muro de hormigón armado



Asimismo, los muros de hormigón armado se clasifican en:

**De semigravedad:**

Similar al de gravedad, pero ligeramente armado

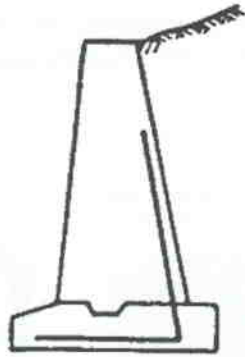


Figura 1.5: Muro de semigravedad

**Con plataforma estabilizadora:**

En este caso se sitúa una plataforma estabilizadora que reduce el empuje producido por las tierras y momentos en el muro

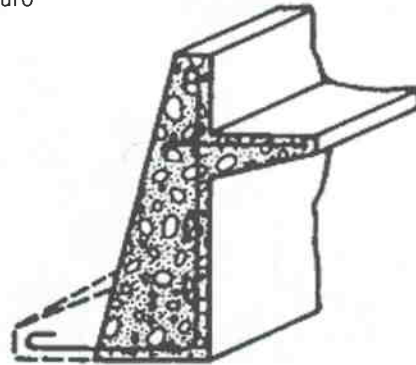


Figura 1.7 Muros con plataforma estabilizadora

**Con contrafuerte en el intradós:**

Consiste en aligerar un muro de gravedad, suprimiendo hormigón en las zonas que colaboran muy poco en el efecto estabilizador.

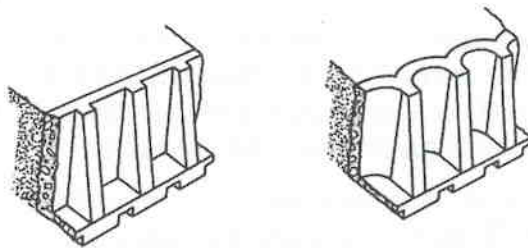
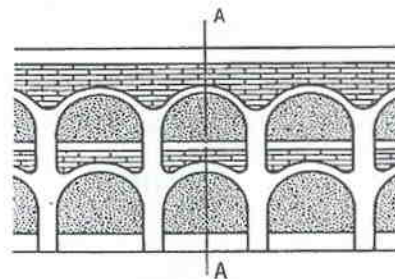


Figura 1.6 Muro de contrafuerte de pantalla plana y abovedado

**De bóvedas horizontales:**

Su filosofía es análoga a la del muro anterior (plataforma estabilizadora), pero su utilización se remonta a construcciones más antiguas.



CORTE AA

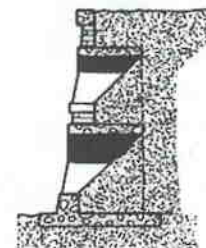


Figura 1.8 Muros con bóveda

**Con contrafuerte en el trasdós:**

Su idea es igual a la del muro con contrafuerte en el intradós, pero en este caso los contrafuertes son interiores, es decir, no se ven.

**En "L" con o sin zarpa exterior:**

en estos muros el momento al vuelco, producido por el empuje de las tierras, se contrarresta por el peso de las tierras situadas sobre la zarpa.

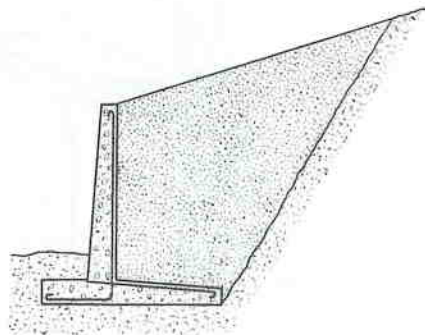


Figura 1.9 Muro en "L" con o sin zarpa exterior

**1.2.3. Estructuras tipo tablescado**

básicamente ellas están compuestas por estructuras en base a paneles, en las cuales una parte de la misma es enterrada en la fundación, dando estabilidad a la parte expuesta, que es responsable por la contención del macizo.

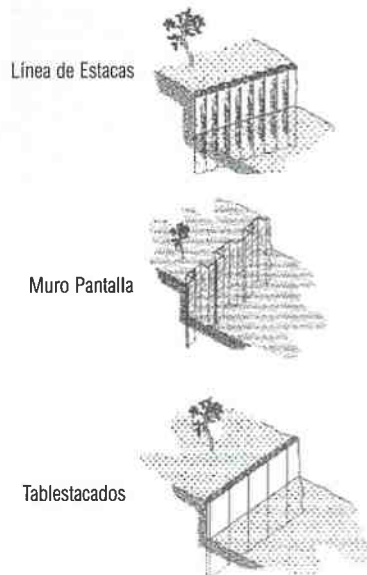


Figura Nº1.10 Estructuras Tipo Tablescado

1 Suelo reforzado: Es cualquier muro o sistema de soporte en que los elementos de refuerzo (inclusiones) son colocados en una masa de suelo con el fin de mejorar sus propiedades mecánicas. (B. Christopher, V1- 1989).  
2 Término empleado en el Manual de Carreteras

**1.2.4 Estructuras Ancladas**

Son formadas por tableros delgados o vigas reticuladas asociadas a tensores metálicos. Los esfuerzos generados sobre los tableros o sobre las vigas se transmiten a la parte estable del macizo a través de los tensores metálicos.

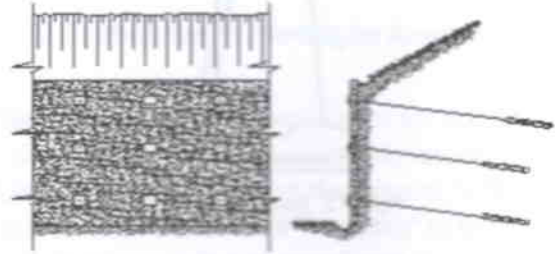


Figura Nº 1.11 Estructura Anclada

**1.2.5 Estructuras en Suelo Reforzado**

Las estructuras en suelo reforzado<sup>1</sup> Mechanically Stabilized Earth, o "Tierra Estabilizada Mecánicamente" (TEM)<sup>2</sup> es un término que se refiere principalmente a sistemas que combinan suelo e inclusiones<sup>3</sup>.

Dichas inclusiones o refuerzos son responsables de soportar a través de la movilización de la resistencia a la fricción del suelo de entorno, los esfuerzos de tracción y en algunos casos esfuerzos de flexión y de corte (P. Lambe y L. Hansen, 1990).

3 Es un término general que incluye elementos hechos por el hombre y que son incorporados en el suelo para mejorar su comportamiento. Ejemplos de inclusiones son: barras de acero, mallas de geotextil, geogrids de acero o poliméricas y nails (B. Christopher, V1- 1989).

Este tipo de estructuras es posible clasificarlos según el tipo de refuerzo que utilicen:

#### a) Refuerzo Metálico

Refuerzo de tipo Inextensible. Son aquellos en que la deformación en ruptura de su armadura es menor que la deformación máxima del suelo en las mismas condiciones de operación

Refuerzo de Tipo Extensible. Son aquellos en que la deformación en ruptura de su armadura es mayor que la máxima deformación por corte del suelo en las mismas condiciones de operación

#### b) Refuerzo Geosintético

Dentro de este grupo es posible diferenciar los siguientes elementos de refuerzo:

- Geogrillas
- Geotextiles
- Geoceldas

Estos sistemas se aplican principalmente como rellenos en estructuras tales como terraplenes, estribos de puentes, taludes de refuerzo y muros de contención.

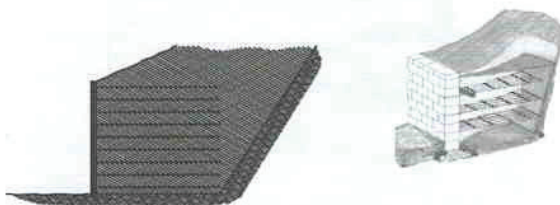


Figura N°1.12 Estructura en Suelo reforzado con refuerzo Metálico

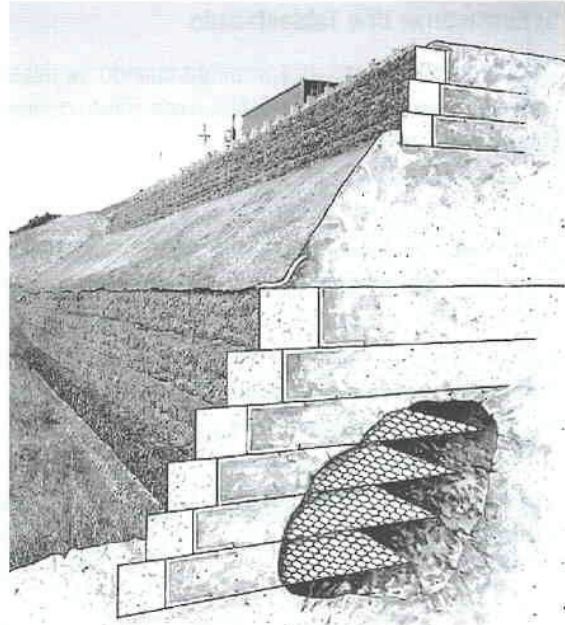


Figura N°1.13 Sistema Terramesh

### 1.3 Características, Aplicaciones y Límites

#### a) Estructuras en Hormigón Armado

En general este tipo de Estructuras son comúnmente utilizadas. Su viabilidad económica se limita en general a estructuras con alturas entre 2 y 8 metros.

Necesita de suelo de fundación con buenas características físicas y es indispensable considerar en el diseño un sistema de drenaje apropiado.

Además necesitan de mano de obra calificada para la preparación de encofrados y armaduras, requiriendo un mayor tiempo de ejecución. Adicionalmente no entran en funcionamiento inmediato ya que requiere de tiempo de fraguado.



**b) Estructuras tipo Tablestacado**

Generalmente, su uso es apropiado cuando se desea crear desniveles en suelos inestables o con construcciones adyacentes y próximas.

Para contener desniveles arriba de los 4m, dichas estructuras deben merecer atención especial, no sólo en términos de costos, sino principalmente con relación al cálculo y construcción, debido a los posibles desplazamientos horizontales que pueden sufrir, ya que pueden llegar a causar problemas estructurales en construcciones vecinas. Estos problemas pueden solucionarse con la incorporación de arriostramientos (puntales o anclajes).

**c) Estructuras Ancladas**

Usadas principalmente para las contenciones de grandes alturas en suelos de corte. En dichas condiciones se muestran sumamente versátiles a pesar de presentar un costo mayor a otras alternativas y requerir mano de obra, materiales y equipos especializados en su construcción.

Una ventaja de estas estructuras es que necesitan poco espacio para su construcción.

**d) Estructuras en Tierra Reforzada**

En los últimos años estas estructuras están encontrando buena aceptación junto al medio técnico, principalmente en los casos en que se necesite crear o reconstituir un terraplén (obras viales, áreas industriales etc.). Para esos casos las estructuras en suelo reforzado presentan bajo costo, facilidad y rapidez constructiva, incluso para contenciones de grandes alturas.

Una limitante de este tipo de soluciones es que requieren de un mayor espacio para su construcción.

**e) Estructuras de Gravedad Rígidas**

Necesitan de material de fundación con buenas características físicas (no aceptan asentamientos diferenciales). Exigen un sistema de drenaje eficaz.

En las aplicaciones hidráulicas debe evitarse erosiones en la base de la estructura.

**f) Estructuras de Gravedad Flexibles**

En forma complementaria a los tipos de estructuras anteriormente señaladas, las estructuras a gravedad flexibles y especialmente las estructuras flexibles en gaviones presentan una serie de cualidades y ventajas comparativas a las propuestas técnicas anteriormente expuestas.

Las estructuras en gaviones son constituidas por elementos metálicos fabricados con malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras in-situ. Son estructuras que ofrecen grandes ventajas del punto de vista técnico y económico, dado que puede utilizarse el material pétreo existente en la zona adyacente a la obra, otorgándole comparativamente una gran flexibilidad de uso en zonas con dificultad de acceso.

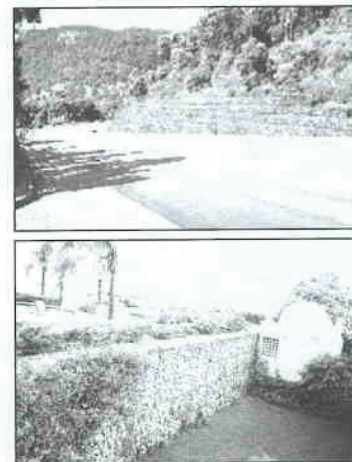


Fig. N°1.14 Estructuras de Gravedad Flexibles en Gaviones

## CAPÍTULO II

### ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES

#### 2.1 Características Técnicas y Funcionales

Las estructuras en gaviones están constituidas por elementos prismáticos, metálicos, fabricados con malla hexagonal de doble torsión, los cuales son rellenos con material pétreo.

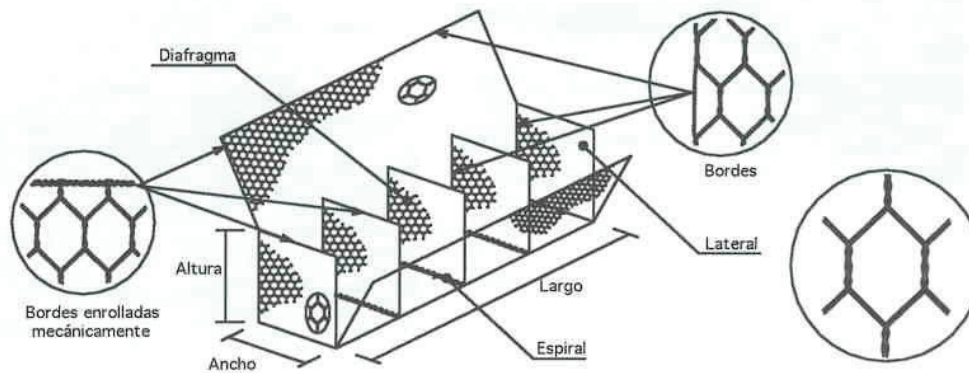


Figura N° 2.1 Esquema de un Gavión

Son estructuras que presentan ventajas, del punto de vista técnico y económico, ya que poseen características funcionales que las diferencian frente a otras alternativas, dentro de las cuales se destacan:

#### • Monolíticas

Al estar unidos cada uno de sus elementos prismáticos, la obra desarrollada en gaviones opera como un solo elemento estructural.

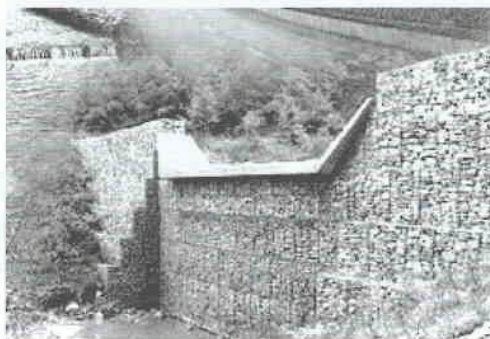


Fig. N°2.2 Estructuras de Contención en Gaviones

### · Permeables

Las estructuras en gaviones presentan la ventaja, por las características de los materiales componentes, de ser obras que permiten el paso de las aguas a través de ella. Esto permite minimizar el volumen de la obra de

contención requerida, al no verse afectada por los efectos del empuje hidrostático. Adicionalmente se presentan como una excelente alternativa para mantener los niveles naturales de las napas subterráneas adyacentes.

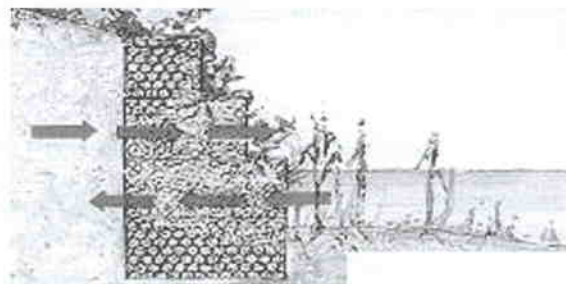


Fig. N°2.3 Detalle de la Permeabilidad en los Gaviones

### · Flexibles

Los gaviones se clasifican como estructuras a gravedad flexibles. En condiciones de asentamientos diferenciales del suelo, la falla está dada por la ocurrencia de deformaciones excesivas. Debido a esta característica,

los gaviones muestran un buen comportamiento al ser instalados sobre distintos materiales de fundación con características físicas y propiedades mecánicas no tan exigentes.



Fig. N°2.4 Gavión especial realizado con moldaje curvo



Fig. N°2.5 Mano de obra en el uso de gaviones



Fig. N°2.6 Cobertura vegetal sobre muro de gaviones

### · Versátiles

Las obras de contención en gaviones se caracterizan por ser adaptables a las condiciones topográficas, de construcción y operación disponibles en el lugar de la obra. De este modo permiten la construcción manual y/o mecanizada; su construcción es rápida y su puesta en marcha es inmediata; posibilitan la construcción por etapas y son factibles ampliaciones o modificaciones posteriores.

### · Uso de Mano de Obra no Calificada

Una de las ventajas más relevantes para el lugar donde se desarrolla la obra, radica en que es posible utilizar mano de obra no calificada, con lo cual se puede realizar la denominada "Construcción Social" generando mayor empleo local. Sin embargo, es necesario contar con una supervisión adecuada que asegure la correcta construcción de la obra.

### · Ecológicas

Son estructuras que se integran perfectamente con el medio ambiente, permitiendo que con el transcurso del tiempo la naturaleza se vaya adaptando a su presencia.

Adicionalmente también se destacan las siguientes características:

- Prácticas
- Resistentes
- Económicas
- Permiten la construcción en presencia de agua
- Permiten la construcción bajo cualquier condición climática
- Permiten la construcción en lugares de difícil acceso
- Durables



## 2.2 Tipología

Los gaviones se clasifican en distintos tipos, los cuales se diferencian entre sí por su configuración, materiales y aplicaciones.

Los distintos tipo de gaviones que existen actualmente son los siguientes:

- Gavión Tipo Caja
- Gavión Tipo Sábana
- Gavión Tipo Saco
- Gavión Tipo Terramesh

Los gaviones son fabricados principalmente en alambre de bajo carbono, galvanizado en zinc o aleación zinc/aluminio, y opcionalmente pueden ser recubiertos en PVC.

La malla hexagonal de doble torsión, debe tener aberturas nominales que se especifican de acuerdo al fabricante como 8x10 u 8x12 <sup>1</sup>

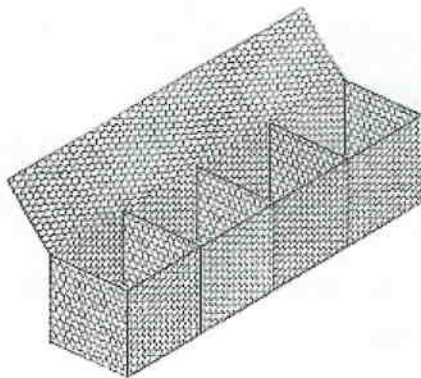
Ambas medidas se refieren a aberturas que están entre los siguientes límites : 80mm hasta 83mm y desde 100mm hasta 120mm<sup>2</sup>.

Con ello, los gaviones pueden ser clasificados de acuerdo a los siguientes tipos:

Tipo	Material Base	Recubrimiento	Abertura Tipo	Aplicaciones
Gavión Caja	Galvanizado, zinc/aluminio	PVC optativo	80x100 (80x120)	Contención de Suelos, Hidráulicas, etc.
Gavión Sábana	Galvanizado, zinc/aluminio	PVC optativo	80x100 (80x120) / 60x80	Hidráulicas, Control de Erosión.
Gavión Saco	Galvanizado, zinc/aluminio	PVC optativo	80x100	Apoyo en obras en presencia de Agua
Terramesh (System o Verde)	zinc/aluminio	PVC	80x100	Contención y Refuerzo de Suelos

Tabla 2.1 Tipos de Gaviones en función de sus características y aplicaciones

### a) Gavión Caja

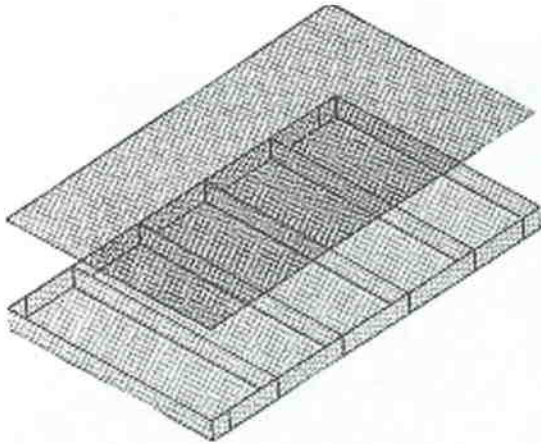


<sup>1</sup> Manual de Carreteras Volumen 5.

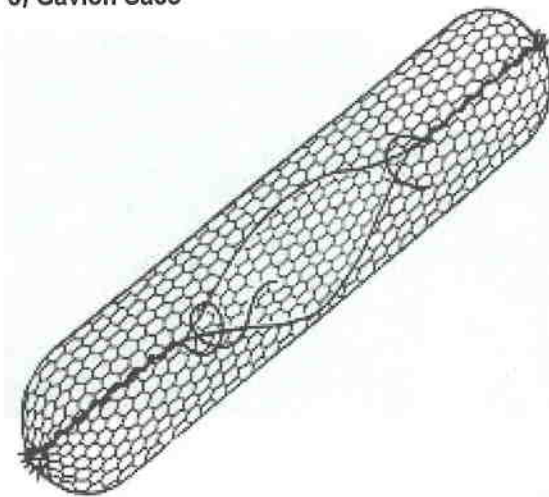
<sup>2</sup> Ver Capítulo 4: Características de la Malla



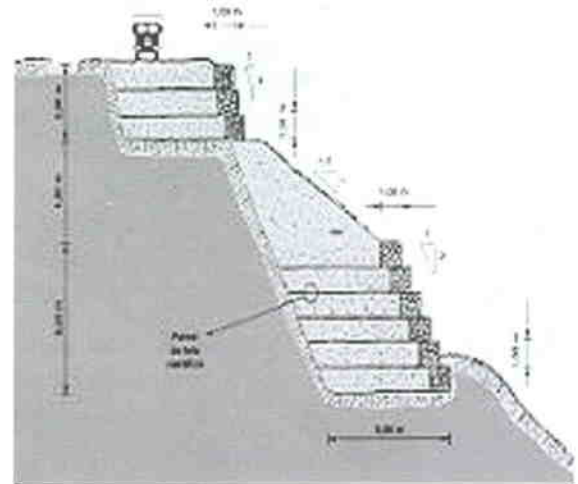
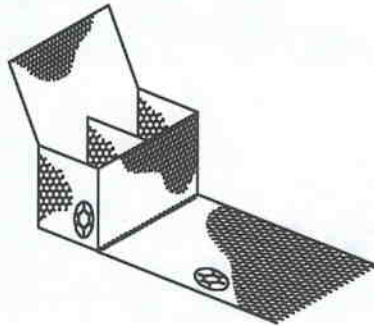
**b) Gavión Sábana**



**c) Gavión Saco**



**d) Terramesh System1**



**e) Terramesh Verde1**

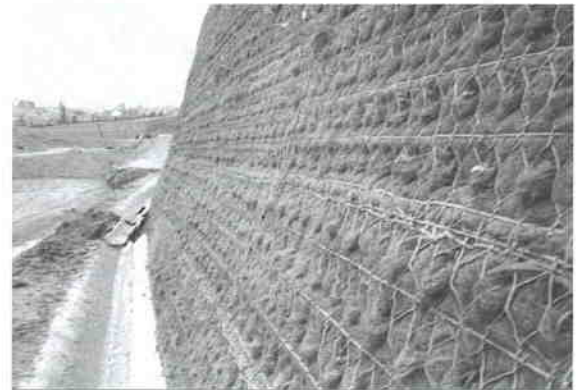
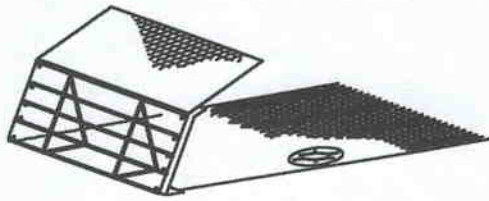


Figura N°2.7 a), b), c) d) y e). Tipos de Gaviones y sus Aplicaciones

### 2.3. Dimensiones Nominales

Los tipos de gaviones señalados en la sección anterior, se fabrican en dimensiones nominales que son las que comúnmente se combinan para conformar las obras

diseñadas. Sin embargo, es posible fabricar gaviones con medidas distintas especificadas por algún proyecto en particular.

Gavión Galvanizado / Plastificado		
Medidas m Largo/Ancho/Alto	8x10 (8x12) Peso (kg) Galvanizado	8x10 (8x12) Peso (kg) PVC
2x1x0,3	7,85 kg	9,10 kg
2x1x0,5	9,30 kg	11,67 kg
2x1x1	13,40 kg	16,72 kg
3x1x0,3	11,16 kg	14,10 kg
3x1x0,5	13,90 kg	16,56 kg
3x1x1	20,42 kg	23,58 kg
4x1x1	26,36 kg	----
4x1x0,5	18,57 kg	----
6x2x0,3	37,80 kg	51,00 kg
6x2x0,5	44,80 kg	54,67 kg

Gavión Tipo Terramesh System		
Medidas m Largo/Ancho/Alto	8x10 Peso (kg) Galvanizado	8x10 Peso (kg) PVC
0,5x1x4	----	24,20 kg
1x1x4	----	29,70 kg
0,5x1x5	----	27,20 kg
1x1x5	----	32,70 kg

Gavión Tipo Terramesh Verde		
Medidas m Incl/Altura/Largo	8x10 Peso (kg) Galvanizado	8x10 Peso (kg) PVC
70°x0,6x4	----	30,50 kg
70°x0,6x6	----	37,50 kg

Gavión Saco		
Medidas m Largo/Diámetro	80x120 / 80x100 Peso (kg) Galvanizado	80x120 / 80x100 Peso (kg) PVC
2x0,65	5,80 kg	8,40 kg
3x0,65	7,80 kg	11,00 kg
4x0,65	10,00 kg	13,20 kg
5x0,65	12,40 kg	15,70 kg

Tabla N°2.2 a), b), c) y d). Medidas y Pesos de Gaviones estándar

## 2.4 Características de los Materiales

En esta sección se entregan algunas características generales de los materiales, las cuales se complementan con las especificaciones dadas en el capítulo N° 4.

### a) Alambre

Todo alambre utilizado en la fabricación de gaviones y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación de la obra, debe ser de acero dulce recocido, de bajo contenido en carbono y de acuerdo a las especificaciones respectivas. La tensión media de ruptura del alambre será de 38 a 48 kg/mm<sup>2</sup>. La elongación del alambre no deberá ser inferior que el 12%, de acuerdo con las especificaciones.

### b) Galvanización del Alambre

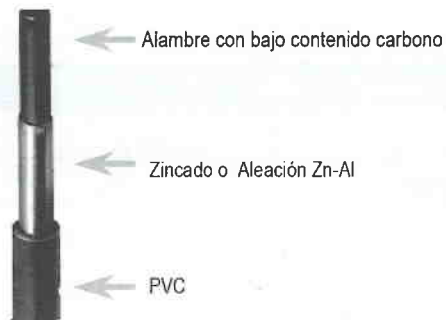


Fig. N°2.8: Detalle de un alambre con recubrimiento PVC

El alambre del gavión, de amarre y atirantamiento, debe ser galvanizado de acuerdo a las especificaciones respectivas.

La cantidad mínima de revestimiento de los alambres es de 244 gr/m<sup>2</sup>.

Adicionalmente al galvanizado tradicional, podrá optarse por una composición de zinc-5% aluminio (Zn 5 al mm) de acuerdo con las especificaciones respectivas.

### c) Recubrimiento Plástico

El alambre zincado o de aleación Zn-Al podrá ser recubierto con una capa de compuesto termoplástico a base de PVC u otro polímero, con características de acuerdo a las especificaciones respectivas. El espesor mínimo de este recubrimiento es de 0.40mm

### d) Malla

La malla hexagonal de doble torsión se fabrica de manera que las torsiones se obtienen entrecruzando dos hilos por tres medios giros. El hexágono formado debe tener aberturas nominales que se especifican de acuerdo al fabricante como 8x10 u 8x12 señalando con ello sus



dos direcciones principales. Ambas medidas se refieren a aberturas que están entre 80mm hasta 83mm y desde 100mm hasta 120mm<sup>2</sup>.

El diámetro del alambre en la fabricación de la malla es de 2.4 mm en gaviones galvanizados y con el recubrimiento en PVC aumenta a 3.5 mm. El alambre utilizado en los bordes del gavión tiene un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, con un mínimo de 3,0mm para gaviones galvanizados y de 3,8mm para los recubiertos en PVC.

El diámetro del alambre en la fabricación de la malla es de 2.4 mm en gaviones galvanizados y con el recubrimiento en PVC aumenta a 3.5 mm. El alambre utilizado en los bordes del gavión tiene un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, con un mínimo de 3,0mm para gaviones galvanizados y de 3,8mm para los recubiertos en PVC.

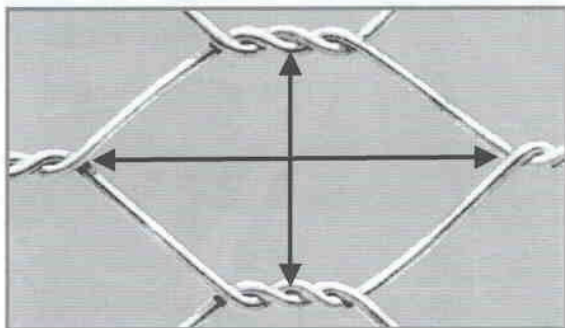


Fig. N° 2.9 Detalle de la malla a doble torsión

La resistencia de la malla está directamente relacionada con la apertura y el diámetro del alambre de la cual está hecha.

Los datos de las siguientes tablas señalan la relación existente entre estos parámetros y la resistencia.

Malla	Carga de Rotura N/m					
	Diámetro del alambre mm					
6x8	2.0	2.2	2.4	2.7	3.0	3.4
8x10	3000	3500	4200	4700		
10x12			3400	4300	5300	
				3500	4300	5300

Tabla N°2.3 Carga de rotura en función del tipo de malla

Las ventajas comparativas entre la malla de gavión y mallas alternativas de presenta en el cuadro siguiente:

Propiedades	Tipos de Malla		
	Hexagonal a Doble Torsión	Romboidal a Simple Torsión	Electro - Soldada
Flexibilidad	Muy Buena		
Resistencia (*)	4,3 KN/m	2,2 KN/m	3,5 KN/m
Protección Galvánica	240-275 g/m <sup>2</sup>	120-140 g/m <sup>2</sup>	240-275 g/m <sup>2</sup>
Tipo de Protección Recubrimiento PVC	Zn, Zn-Al Por Extrusión	Zn No	Zn No
Pérdida de Resistencia por Rotura de un Alambre	Bajo	Muy Alto	Alto

(\*) Valores de resistencia para el mismo peso por superficie de malla

Tabla N°2.4 Características funcionales según el tipo de malla

### e) Alambre de Amarre y Atirantamiento

Es necesario proveer, junto con los gaviones, una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra. La cantidad de alambre no debe ser menor al 8% para los gaviones de 1,0m de altura y no menor al 6% para lo de 0,5m de altura con relación al peso de los gaviones suministrados<sup>1</sup>.

El diámetro del alambre de amarre debe ser mínimo de 2,4mm para el caso de gaviones galvanizados y de 3,2mm para el recubierto en PVC.

2 Ver Capítulo 4: Características de la Malla

1 Ver Tabla N°1 Pesos de Gaviones



**f) Piedras**

Los materiales utilizados son piedras provenientes de cantera, canto rodado, etc. que, deben presentar alto peso específico y no ser fragmentables ni porosas, sobre todo en zonas muy frías<sup>1</sup>. La granulometría del material debe tener como mínimo 1.5 veces la mayor dimensión de la abertura del hexágono ( $T_{min} 7''$ ).

Para los gaviones de 1,0 m de altura se podrán utilizar piedras de hasta 3 veces la abertura máxima del hexágono ( $T_{máx} 14''$ ) y para los de menor altura hasta  $2/3h$ . La variación en el tipo de piedra a utilizar está directamente relacionado con el diseño de la obra de contención en gaviones. Este tema se analizará en detalle en el capítulo relativo al diseño.

**2.5 Aplicaciones**

Dentro de las principales aplicaciones al uso de gaviones destacan las siguientes:

**a) Obras Hidráulicas Longitudinales**

Control de erosión fluvial producida en los lechos de ríos y canales, construyendo para ellos protecciones en las riberas en forma de muros, revestimiento, etc.



Fig. N°2.10 Protección y peraltamiento de ribera con gaviones

**b) Obras Hidráulicas Transversales**

Fig. N° 2.11 Diques y Protección de represas en gaviones

<sup>1</sup> Ver Especificaciones Generales en Capítulo 4

### c) Canalizaciones



Fig. Nº 2.12 Recubrimiento de canales con gaviones sábana

### d) Obras Deflectoras



Fig. Nº 2.13 Espigones con gaviones

### e) Protección de Estribos en Puentes



Fig. Nº 2.14 Protección de estribos y apoyo de puentes con gaviones

### f) Obras de Contención



Fig. N° 2.15 Muros de contención en gaviones

## **CAPÍTULO III**

### **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES**

#### **3.1 Alcances**

El siguiente capítulo se refiere a las consideraciones de cálculo que se deben tener en una obra de contención que se proyecte realizar en gaviones.

Los siguientes criterios se señalan como recomendaciones de diseño de manera de dar alineamientos que colaboren para definir el comportamiento que tenga la estructura de contención frente a la acción de las cargas solicitantes.

#### **3.2 Teoría y Cálculos de Estabilidad**

##### **3.2.1 Resistencia al Corte del Suelo**

En el análisis de las estructuras de contención, la principal característica del suelo que se debe contener es su resistencia al corte. Esta resistencia determina el empuje de tierra que actuará sobre la estructura y, por lo tanto, determinará su equilibrio. La resistencia de corte puede ser definida como el máximo valor que la tensión de corte puede alcanzar a lo largo de un plano cualquiera al interior del macizo, sin que haya ruptura de la estructura del suelo. Como gran parte de esa resistencia proviene de la fricción entre las partículas del suelo, depende también de la tensión normal que actúa sobre este plano. Así, para hacer un análisis será necesario conocer los valores de las tensiones normales y de corte a lo largo de infinitos planos que pasan por un punto dado al interior del suelo. Este análisis se puede realizar con el uso de la teoría del círculo de Mohr. De esta forma, la mayoría de los problemas de empuje pueden ser aproximados a un estado plano de deformaciones



considerando una sección tipo del conjunto suelo-estructura y considerando que todas las otras secciones son iguales a esta.

### 3.2.2 Estado Plano y Círculo de Mohr

El estado de tensión de un punto cualquiera de un cuerpo sujeto a un sistema de cargas puede ser descrito por las direcciones principales de tensión y por las tensiones principales que actúan sobre estos planos. Los planos principales son aquellos en que las tensiones actuantes tienen dirección normales a estos mientras que la tensión tangencial es nula. Estas corresponden a las denominadas tensiones principales. Hay tres planos principales, mutuamente perpendiculares y, por lo tanto, tres valores de tensiones principales. Como los valores de estas tensiones son diferentes entre sí, usualmente se denominan tensión principal mayor ( $\sigma_1$ ), intermedia ( $\sigma_2$ ) y menor ( $\sigma_3$ ). Se denominan de igual forma los planos principales donde estas tensiones actúan.

Suponiendo un estado plano de deformaciones el plano de la sección principal coincide con los planos principales para todos los puntos de la sección. Los otros dos planos principales serían, por lo tanto, ortogonales al plano de la sección principal. Las tensiones que actúan en infinitos planos que son ortogonales al plano de la sección principal pueden ser determinadas a partir de las tensiones que actúan en los planos principales mayor y menor. Tal como se representa en la figura siguiente

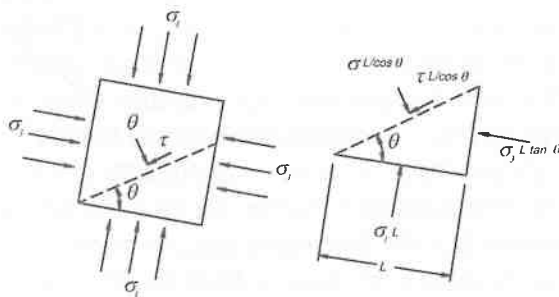


Figura N°3.1: Tensiones en estado plano

Para determinar las tensiones normal " $\sigma$ " y de corte " $\tau$ " que actúan en un plano que tiene una inclinación " $\theta$ ," en relación al plano principal mayor donde actúa  $\sigma_1$ , basta hacer equilibrio de fuerzas que actúan sobre el triángulo elemental formado por este plano y los planos principales

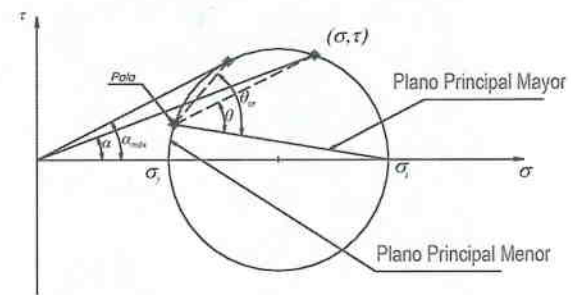


Figura N°3.2: Círculo de Mohr

Haciendo sumatoria de fuerzas en las direcciones normal y tangencial al plano  $\theta$  se llega a:

$$\sigma = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 \cdot \sin^2 \theta \quad (1)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2)$$

Estas ecuaciones corresponden en forma paramétrica a una circunferencia en el plano ( $\sigma, \tau$ ) expresada por:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4} = \left( \sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau^2 \quad (3)$$

la cual corresponde a una circunferencia de radio  $r = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  y centro en las coordenadas  $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2, \tau = 0$ .



Esta circunferencia es conocida como círculo de Mohr y se muestra en la figura 3.2.

### 3.2.3 Criterio de Mohr-Coulomb

Uno de los criterios más ampliamente utilizados para la determinación de la resistencia de corte de un suelo es el criterio de Mohr-Coulomb que establece una relación entre la resistencia al corte y la tensión normal. El criterio de Mohr-Coulomb se basa en la ley de Coulomb y en el criterio de ruptura de Mohr. La ley de Coulomb establece que la resistencia al corte a lo largo de cualquier plano está dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (4)$$

donde "s" es la resistencia al corte, "c" se denomina cohesión y " $\phi$ " ángulo de fricción interna.

Se debe considerar que la tensión normal corresponde a la tensión normal efectiva, es decir la tensión total menos la presión de poros.

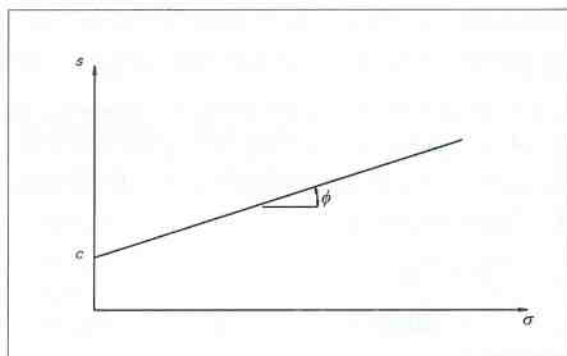


Figura 3.3: Ley de Coulomb

El criterio de Mohr declara que los estados de tensión que se pueden desarrollar en el material están restringidos por una envolvente de resistencia, según se indica en la figura N° 3.4

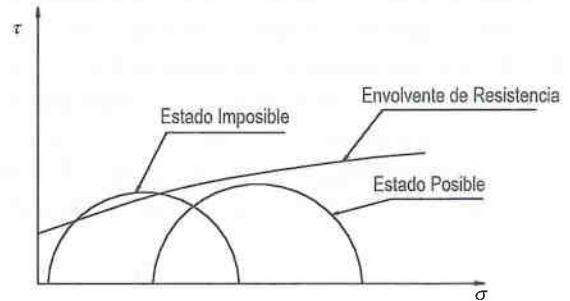


Figura 3.4: Criterio de Mohr

El criterio de Mohr-Coulomb combina la ley de Coulomb y el criterio de Mohr, asumiendo que la envolvente de resistencia tiene la misma forma de la ecuación dada por la ley de Coulomb. (ver Figura 3.5).

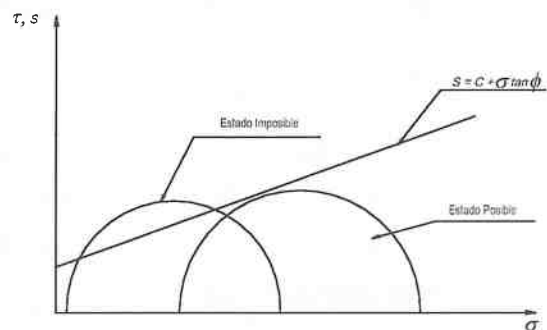


Figura 3.5: Criterio de Mohr-Coulomb

Así, y según este criterio, la cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia al corte del suelo y su determinación es fundamental en el cálculo del empuje. Esta determinación puede ser hecha por ensayos de laboratorio, tales como el ensaye de corte directo o ensaye de compresión triaxial.

Es importante notar que "c" y " $\phi$ " son parámetros intrínsecos del suelo, asociados al modelo adoptado como criterio de ruptura. El valor de estos parámetros depende de factores tales como la compacidad del suelo, el porcentaje de humedad, velocidad y

características de la carga que se aplique y condiciones de drenaje. Estos valores pueden, inclusive, variar con el tiempo, lo que lleva a la conclusión de que el valor de empuje también puede variar con el tiempo. Esto se traduce en un análisis mucho más complejo y por lo tanto es responsabilidad del proyectista identificar el momento en que las condiciones de la estructura serán las más desfavorables.

### 3.2.3 Resistencia al Corte en Suelos No Cohesivos

Suelos no cohesivos son representados por las arenas y gravas, también llamados suelos granulares. La resistencia al corte de estos suelos se debe principalmente a la fricción entre las partículas que lo componen. Así, una envolvente de resistencia puede ser expresada por:

$$s = \sigma \cdot \tan \phi \quad (7)$$

La cohesión "c" se considera nula y el ángulo de fricción interna es el único parámetro de resistencia.

Los principales factores que determinan el valor del ángulo de fricción interna " $\phi$ " son:

#### • Compactación:

Es el principal factor. Mientras mayor sea la compactación, menor índice de huecos, mayor esfuerzo necesario para romper la estructura de las partículas y consecuentemente mayor valor de " $\phi$ "

#### • Granulometría:

En las arenas bien graduadas, las partículas menores ocupan los huecos formados por las partículas mayores lo cual genera una estructura más estable y con mayor resistencia. Además, las arenas gruesas tienden a situarse,

de manera natural, en forma más compacta debido al peso propio de cada partícula. Esto origina que, en general, el valor de " $\phi$ " sea un poco mayor en las arenas gruesas y gravas.

#### • Forma de las partículas:

Partículas mas redondeadas ofrecen menor resistencia que las partículas más irregulares. Así, estas últimas presentan " $\phi$ " mayor.

#### • Porcentaje de Humedad:

La humedad del suelo tiene cierta influencia en la resistencia de las arenas. Esto se debe al hecho de que el agua tiende a disminuir la fricción entre las partículas del suelo, disminuyendo el valor de " $\phi$ ". Además, cuando la arena está parcialmente saturada, surgen tensiones capilares entre las partículas, lo que provoca la aparición de una pequeña cohesión, llamada cohesión aparente. Sin embargo, esta cohesión desaparece cuando el suelo está saturado o seco.

En la tabla siguiente se indican valores típicos de ángulos de fricción interna " $\phi$ " de algunos materiales granulares.

Suelo	Ángulo de fricción (grados)	
	Suelto	Compacto
Piedra de Cantera	36–40	40–50
Grava (Ripio)	34–38	38–42
Gravilla (angular)	32–36	35–45
Arena de Cantera (subangular)	30–34	34–40
Arena de playa (redondeada)	28–32	32–38
Arena Limosa	25–35	30–36
Limo	25–35	30–35

Tabla 3.1: Valores de  $\phi$  para algunos materiales

### 3.2.3 Resistencia al Corte en Suelos Cohesivos

El comportamiento de la resistencia al corte de suelos arcillosos es mucho más complejo que el de los suelos granulares. Esto se debe principalmente al tamaño de las partículas que componen las arcillas. Se considera como arcilla la fracción de suelo compuesta por partículas de tamaño menor que 0,002 mm. En estas condiciones, la superficie específica, definida como la relación entre la superficie total de todas las partículas y el volumen total del suelo, es mucho mayor en el caso de las arcillas. Esto origina que las fuerzas de superficie de naturaleza físico-químicas pasen a ser preponderantes en el comportamiento del suelo. Estas fuerzas dependen en gran medida de la distancia entre las partículas. Así, la resistencia al corte aumenta con el aumento de la compactación, cuando las partículas se aproximan unas a otras por efecto de una carga. Cuando la carga es retirada, las fuerzas de superficie impiden el retorno de las partículas a la situación anterior y surge entonces la cohesión.

La presencia de agua en los vacíos de suelos arcillosos también influencia su resistencia. Esto se debe en parte al hecho de que el agua provoca una consolidación entre las partículas, disminuyendo la cohesión.

Otra característica importante relacionada a la presencia de agua, que influye en el comportamiento de suelos arcillosos, es su baja permeabilidad. Mientras en las arenas, todo exceso de presión en los poros provocado por cargas externas se disipa casi inmediatamente, en el caso de las arcillas y especialmente si están saturadas, esta disipación es mucho más lenta. Así, en una arcilla saturada, la presión en los poros originada por la carga continúa actuando, mucho años después de finalizada la construcción de la obra. Se distinguen entonces, dos situaciones opuestas. Una situación inmediatamente posterior a la aplicación de la carga, cuando prácticamente no ha ocurrido disipación de la presión de poros, llamada situación de corto plazo o no drenada y aquella de largo plazo o drenada, después que ha ocurrido la disipación

de la presión de poros causada por las cargas externas. El comportamiento del suelo en cada una de esas dos condiciones es diferente y el proyecto debe contemplar esta diferencia.

Para obtener las envolventes de resistencia en cada una de estas situaciones existen ensayos de laboratorio particulares que representan las situaciones de corto y largo plazo. En las referencias<sup>1</sup> se dan mayores antecedentes de estos ensayos. A continuación se entregan algunos valores representativos para cada caso.

#### • Situación de Corto Plazo - No Drenada

En el caso de suelos saturados, los ensayos llevan a una envolvente denominada envolvente rápida, la cual es prácticamente horizontal:

$$s_u = c_u \quad (8)$$

donde " $s_u$ " es la resistencia no drenada al corte y " $c_u$ " es la denominada cohesión no drenada. La tabla siguiente indica algunos valores de resistencia para arcillas saturadas.

Consistencia	$s_u$ (kPa)	Característica
Muy blando	0-10	Fluye por entre los dedos cuando la mano es cerrada
Blando	10-20	Fácilmente moldeada por los dedos
Firme	20-40	Moldeada por fuerte presión de los dedos
Rígida	40-60	Deformada por fuerte presión de los dedos
Muy rígida	60-80	Poco deformada por fuerte presión de los dedos
Dura	> 80	Poco deformada por la presión de un lápiz

Tabla 3.2 – Resistencia no drenada " $s_u$ " de arcillas saturadas

1 Manual de Estructuras de Contencao a Gravidade, Maccaferri

### • Situación de Largo Plazo – Drenada

La envolvente de resistencia obtenida en ensayos lentos es llamada envolvente efectiva "s" y es utilizada para analizar situaciones de largo plazo, cuando toda la presión de poros causada por las cargas se disipa.

En arcillas normalmente consolidadas, saturadas y sin cementación, la envolvente efectiva "s" no presenta cohesión:

$$s = \sigma \cdot \tan \phi \quad (9)$$

donde  $\sigma$  es la tensión normal efectiva y  $\phi$  es el ángulo de fricción interno del suelo. La tabla siguiente muestra valores típicos del ángulo de fricción interno  $\phi$  de arcillas en función del índice de plasticidad.

Índice de plasticidad (%)	(grados)
15	30
30	25
50	20
80	15

Tabla 3.3 - Ángulo de fricción "" de arcillas

### 3.2 Coeficientes de Seguridad

En un proyecto estructural, por lo general, es común establecer el factor de seguridad contra la ruptura y la deformación excesiva. Entonces, se utilizan estados límites con el fin de establecer esta seguridad. Los estados límites son definidos como estados en los cuales la estructura no es capaz de satisfacer los requisitos de estabilidad y funcionalidad impuestos para el proyecto. Estos estados límites son clasificados en:

#### • Estado límite último:

define el instante a partir del cual ocurre el colapso de la estructura de contención, el cual puede ocurrir por ruptura del macizo de suelo o por ruptura de los elementos que componen la propia estructura.

#### • Estado límite de utilización:

define el punto de máxima deformación aceptable, en términos de utilización, tanto para la estructura, como para el suelo.

La seguridad de una estructura de contención puede ser definida genéricamente como la "distancia mínima" que la estructura se encuentra de esos estados límites. Normalmente esta seguridad se expresa en términos de coeficientes adimensionales que relacionan el estado actual de la estructura con esos estados límites.

Existen dos formas generales de establecer estos coeficientes de seguridad:

#### • Coeficientes de Seguridad Globales:

Los estados límites son determinados en base a los parámetros reales de resistencia y de sollicitación del conjunto y los coeficientes de seguridad son definidos como una relación entre la resistencia total disponible y una condición dada para el colapso a una resistencia efectiva asociada a esta condición. Los valores mínimos de los coeficientes de seguridad globales a ser satisfechos por la estructura son definidos de acuerdo al estándar del proyecto.

#### • Coeficientes de seguridad parciales:

A los parámetros de resistencia y a las sollicitaciones se le aplican coeficientes de seguridad con el objeto de disminuir (caso de la resistencia) o aumentar (caso de las cargas) sus valores. Los estados límites obtenidos

con la utilización de estos parámetros modificados son impuestos como condición límite para el estado operativo de la estructura. Los valores de los coeficientes de seguridad parciales son establecidos en base a estudios estadísticos de dispersión de los valores de parámetros que son aplicados.

Para el caso de proyectos de estructuras de contención, los coeficientes de seguridad globales son tradicionalmente los más utilizados. Sin embargo la utilización de coeficientes de seguridad parciales ha aumentado en muchos países que han adoptado este tipo de análisis en sus códigos de proyecto.

### 3.4 Determinación del Empuje

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

El valor del empuje sobre una estructura depende de la deformación que esta sufre bajo su acción. Efectuándose un experimento utilizando un paramento vertical móvil, soportando un desnivel de suelo, se verifica que la presión ejercida por el suelo varia con el desplazamiento del paramento.

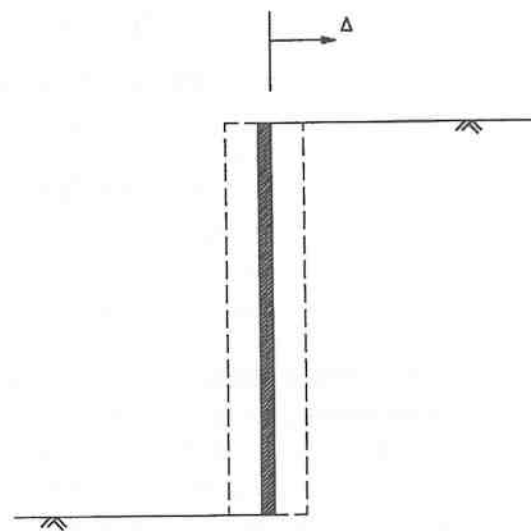


Figura 3.6 Empuje sobre un paramento

Cuando el paramento se aparta del suelo sostenido, hay una disminución del valor del empuje hasta un valor mínimo que corresponde al total desarrollo de la resistencia del suelo (fricción y cohesión).

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil, el empuje conocido como EMPUJE EN REPOSO presentará valores ubicados entre los valores de los empujes activo y pasivo.

Dicha condición es llamada estado activo. El empuje actuante en este instante es llamado EMPUJE ACTIVO.

Si al contrario el paramento se desplaza contra el suelo, se genera un aumento del valor del empuje hasta un máximo cuando se alcanza la movilización total de la resistencia del suelo. En esa condición de deformación tenemos el estado pasivo y el empuje que se desarrolla es el EMPUJE PASIVO.

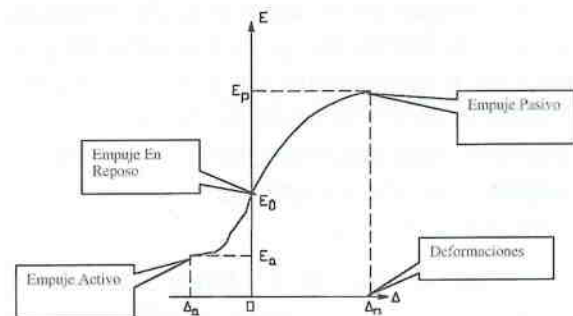


Figura 3.7 Empuje versus Deformaciones



En la tabla siguiente se muestran valores representativos de desplazamiento “\_” de la estructura necesarios para alcanzar la total movilización de la resistencia del suelo y alcanzar los estados activo y pasivo. Se verifica que para alcanzar el estado pasivo es necesario un desplazamiento del orden de diez veces superior al necesario para el estado activo.

Tipo de suelo <sup>1</sup>	Valores de _ / H	
	Activo	Pasivo
Arena compacta	0,001	- 0,01
Arena medianamente compacta	0,002	- 0,02
Arena suelta	0,004	- 0,04
Limo compactado	0,002	- 0,02
Arcilla compactada	0,01	- 0,05

Tabla 3.4 - Valores de \_/H necesarios para alcanzar los estados activos y pasivos

Los muros de contención gravitacionales, en general, y en particular los flexibles como el caso de los construidos en gaviones, permiten la suficiente deformación del suelo retenido para que su resistencia sea totalmente desarrollada. Así, deben ser dimensionados para la situación de empuje activo.

El problema de la determinación de la magnitud y la distribución de las presiones laterales del suelo es estáticamente indeterminado y son necesarias hipótesis en las relaciones entre las tensiones y las deformaciones del suelo para que se pueda llegar a la solución.

Los métodos clásicos desarrollados en geotecnia para la determinación de los empujes activos o pasivos adoptan una relación del tipo rígido-plástica entre las tensiones y deformaciones del suelo. Este modelo presenta la ventaja de prescindir del cálculo de los desplazamientos de la estructura, ya que cualquier deformación es suficiente para alcanzar la plastificación o falla al corte del material.

Como criterio de plastificación o falla al corte, se utiliza casi exclusivamente el criterio de Mohr-Coulomb. De acuerdo a este criterio, el cual se explicó anteriormente,

la tensión de corte “s” a lo largo de una superficie de ruptura debe ser igual a la resistencia “s” que está dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (10)$$

donde: “ $\sigma$ ” es la tensión normal efectiva que actúa sobre la superficie de ruptura y “c” y “ $\phi$ ” son constantes características del suelo conocidas como cohesión y ángulo de fricción interno.

En el desarrollo de la solución, generalmente son tomadas fajas unitarias del macizo y de la estructura de contención, admitiéndose que todas las secciones son iguales, lo que equivale a aproximarlo a un problema bidimensional de deformaciones. Esta aproximación simplifica bastante el análisis y en general es más conservadora que un análisis tridimensional.

Para la determinación del empuje en reposo  $E_0$ , que actúa sobre estructuras que no permiten desplazamientos, su determinación es hecha normalmente a través de expresiones empíricas, basadas en los resultados de laboratorio o en terreno, de las presiones laterales. La

<sup>1</sup> Otros valores se encuentran en el Manual de Carreteras Vol. 3 Tabla N°3.1003.402 (1)A

expresión más utilizada está dada por: fricción interno.

En el desarrollo de la solución, generalmente son tomadas fajas unitarias del macizo y de la estructura de contención, admitiéndose que todas las secciones son iguales, lo que equivale a aproximarlos a un problema bidimensional de deformaciones. Esta aproximación simplifica bastante el análisis y en general es más conservadora que un análisis tridimensional.

Para la determinación del empuje en reposo  $E_0$ , que actúa sobre estructuras que no permiten desplazamientos, su determinación es hecha normalmente a través de expresiones empíricas, basadas en los resultados de laboratorio o en terreno, de las presiones laterales. La expresión más utilizada está dada por:

$$K_0 = p_0 / p_v = 1 - \sin \phi \quad (11)$$

donde "p0" es la presión lateral en reposo, "pv" es la presión vertical actuante y "K0" es el denominado coeficiente de empuje en reposo. Esta expresión es válida para suelos normalmente consolidados. Para suelos preconsolidados el valor de la presión lateral es más elevado, dependiendo principalmente del grado de preconsolidación del material.

Para la determinación del empuje activo  $E_a$  y pasivo  $E_p$ , se utiliza por lo general las teorías de Rankine, Coulomb, o de Equilibrio Límite.

### 3.4.1 Teoría de Rankine

Al analizar el estado de tensiones de un elemento de suelo localizado a una profundidad "z" junto a un paramento como el que se indica en la figura 3.6 se puede determinar la tensión vertical " $\sigma_v$ " dada por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (12)$$

donde "y" es el peso unitario del suelo.

Cuando el paramento permanece en reposo, la tensión horizontal actuante sobre el elemento es la de reposo. Sin embargo, al desplazarse el elemento de contención se alcanza el estado activo. Esta tensión puede ser determinada a partir de la envolvente de resistencia del material, tal como se indica en la figura siguiente:

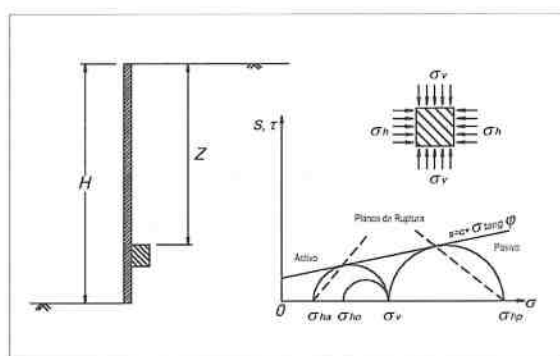


Figura 3.8: Determinación de la presión lateral

En esa situación, la tensión horizontal " $\sigma_h$ " está dada por:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (13)$$

donde:

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (14)$$

Siendo "Ka" el denominado coeficiente de empuje activo.

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

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (15)$$

donde "H" es la altura total de desnivel del suelo.  
En el caso de que el paramento se mueva contra el suelo se desarrolla el estado pasivo, obteniéndose:

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (16)$$

donde:

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (17)$$

es el denominado coeficiente de empuje pasivo y el empuje resultante "Ep" está dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (18)$$

### Caso Grietas de Superficie

En el estado activo, si el suelo presenta cohesión, puede estar sujeto a tensiones de tracción en su parte superior. Estas tensiones de tracción se prolongan hasta una profundidad "z0" dada por:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (19)$$

Normalmente, ocurre que el suelo no resiste las tensiones de tracción y aparecen grietas de superficie a esta profundidad. A causa de este fenómeno no se puede considerar las tensiones de tracción en esta zona que disminuirían el empuje resultante. Además de esto, las grietas pueden estar llenas con agua de lluvia lo que puede aumentar el efecto del empuje. El resultado de la distribución de tensiones es el que se muestra en la figura N° 3.9. Se puede adoptar para efectos de cálculo una distribución aproximada como la mostrada en la misma figura.

Estas tensiones de tracción no ocurren, para el caso del estado pasivo, como se indica en la misma figura. Por lo tanto, no existe formación de grietas de tracción en el estado pasivo.

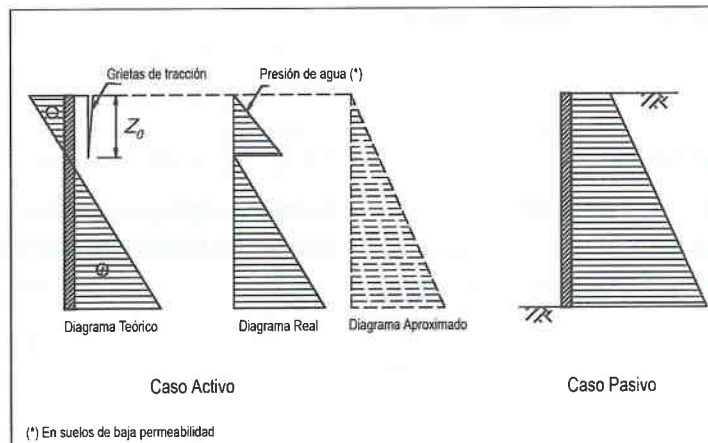


Figura 3.9: Distribución de "h" para el estado activo y pasivo (suelos cohesivos)

### Caso Superficie Relleno Inclinada

En el caso de que la superficie del suelo no sea horizontal, teniendo una inclinación "i", el valor de la presión vertical "pv" será dado por (figura 3.10):

$$p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos i \quad (20)$$

Como la tensión vertical "pv" posee una inclinación "i" en relación a la superficie del elemento de suelo, esta puede ser descompuesta en una tensión normal " $\sigma$ " y una tensión de corte " $\tau$ ":

$$\sigma = p_v \cdot \cos i = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 i \quad (21)$$

y

$$\tau = p_v \cdot \text{sen} i = \gamma \cdot z \cdot \text{sen} i \cdot \cos i \quad (22)$$

En la figura 3.10 se muestran los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo, para el caso de un suelo no cohesivo (c = 0). De aquí se puede verificar que la presión lateral "pl" sobre el paramento tiene una inclinación "i" y que la relación de los estados para esa presión vertical esta dada por:

$$\frac{p_{la}}{p_v} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OM}} = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_a \quad (23)$$

para el caso activo

$$\frac{p_{lp}}{p_v} = \frac{\overline{OP}}{\overline{OM}} = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_p \quad (24)$$

para el caso pasivo.

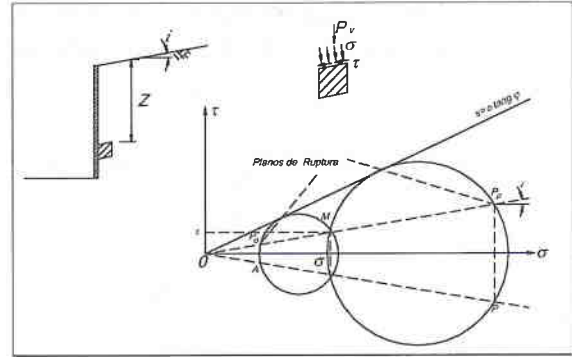


Figura 3.10: Determinación de la presión lateral para "i 0" (c = 0)

En consecuencia, las presiones laterales de los empujes activo y pasivo estarán dados por:

$$p_{la} = \gamma \cdot H \cdot K_a \cdot \cos i \quad (25)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i \quad (26)$$

y

$$p_{lp} = \gamma \cdot H \cdot K_p \cdot \cos i \quad (27)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot \cos i \quad (28)$$

En ambos casos la dirección del empuje será paralela a la superficie del suelo contenido.

### Caso Suelos Cohesivos

Para el caso de suelos cohesivos, no existe una expresión analítica simple 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, y desarrollando las ecuaciones analíticas correspondientes

También en este caso, pueden ocurrir grietas de tracción en estado activo a una profundidad "z0" dada por:

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (29)$$

### Caso Sobrecargas

Cuando existe una sobrecarga uniforme "q" sobre el macizo, su efecto sobre el paramento estará dado por un aumento constante de la presión lateral que estará dado por:

$$p_{la} = (\gamma \cdot z + q) K_a \cdot \cos i \quad (30)$$

$$p_{lp} = (\gamma \cdot z + q) K_p \cdot \cos i \quad (31)$$

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

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \cos i \quad (32)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_p \cdot \cos i \quad (33)$$

El punto de aplicación del empuje, en todos estos casos, está localizado en el centro de gravedad de los diagramas de presión lateral descritos. Así en el caso de suelo no cohesivo y sobrecarga nula, el diagrama de presión lateral es triangular y el punto de aplicación del empuje, tanto en estado activo como en el pasivo, está localizado a una altura igual a "H/3" de la base del paramento.

### 3.4.1 Teoría de Coulomb

Otra manera de cuantificar el empuje activo o pasivo sobre una estructura de contención, es suponer que en el instante de movilización total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de ruptura al interior del macizo. Estas superficies delimitarían entonces una porción del macizo que se movería en relación al suelo restante en el sentido de desplazamiento de la estructura. Si se considera esta porción de suelo como un cuerpo rígido, el empuje puede entonces ser determinado del análisis de equilibrio de las fuerzas actuantes sobre este cuerpo rígido.

El método de Coulomb admite que tales superficies de ruptura son planas y que el valor de empuje será aquel que actúe sobre la superficie de ruptura más crítica.

Una ventaja de este método está en el hecho de que se puede considerar la existencia de fricción entre la estructura de contención y el suelo, además de permitir el análisis de estructuras con paramento que no sea necesariamente vertical.

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada en el estado activo son las mostradas en la figura 3.11. Estas fuerzas son el peso propio "P", la reacción del macizo "R", que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación "φ" en relación a la superficie de ruptura; el empuje activo "Ea" que también tiene una inclinación "δ" en relación al paramento de la estructura de contención. Esta última inclinación es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de contención. La superficie potencial de ruptura forma un ángulo "ρ" con la dirección horizontal.

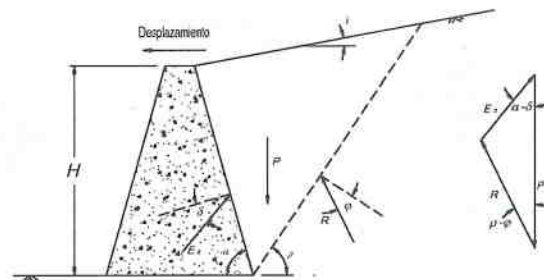


Figura 3.11: Fuerzas que actúan sobre una cuña de suelo en el caso activo.



El valor del peso propio es:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\rho - i)} \right] \quad (34)$$

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

$$\frac{E_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{P}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (35)$$

o

$$E_a = \frac{P \cdot \sin(\rho - \phi)}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (36)$$

La superficie más crítica, en el caso activo, es aquella que lleva el valor de "Ea" a un máximo, o sea, la obtenida de la derivada de la expresión anterior en relación al ángulo de superficie de ruptura "p":

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0 \quad (37)$$

De ahí se obtiene el valor máximo de "Ea":

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (38)$$

donde:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (39)$$

En el estado pasivo hay una inversión en las inclinaciones de las fuerzas "R" y "Ep" debido a la inversión en el sentido de desplazamiento de la estructura y la superficie más crítica es aquella que lleva "Ep" a un valor mínimo (figura 3.12)<sup>1</sup>

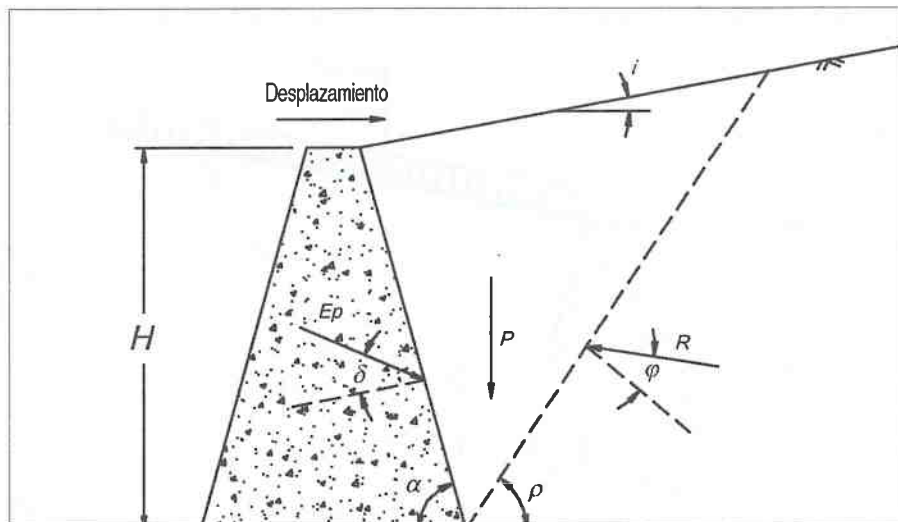


Figura 3.12: Fuerzas que actúan sobre una cuña de suelo en el estado pasivo

El valor del empuje pasivo "Ep" resulta entonces:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (40)$$

donde:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (41)$$

En este proceso no se ha determinado la presión lateral, y sin una determinación directa del empuje total, no es posible la determinación del punto de aplicación del empuje por el centro de gravedad del diagrama de presiones laterales como en la teoría de Rankine. Sin embargo, las expresiones obtenidas muestran claramente que el empuje es el resultado de una distribución triangular de las presiones laterales tanto en el estado activo como en el 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.

### Caso Sobrecarga

Cuando existe una sobrecarga "q" uniformemente distribuida sobre el macizo de suelo, esta provocará un aumento en el valor del empuje. Este aumento puede ser determinado considerando la parte de la sobrecarga que actúa sobre la cuña de suelo delimitada por la superficie de ruptura (figura 3.13). Esta fracción "Q" se sumará al peso de la cuña "P" y, así, provocará un aumento proporcional en las otras fuerzas que actúan sobre la cuña.

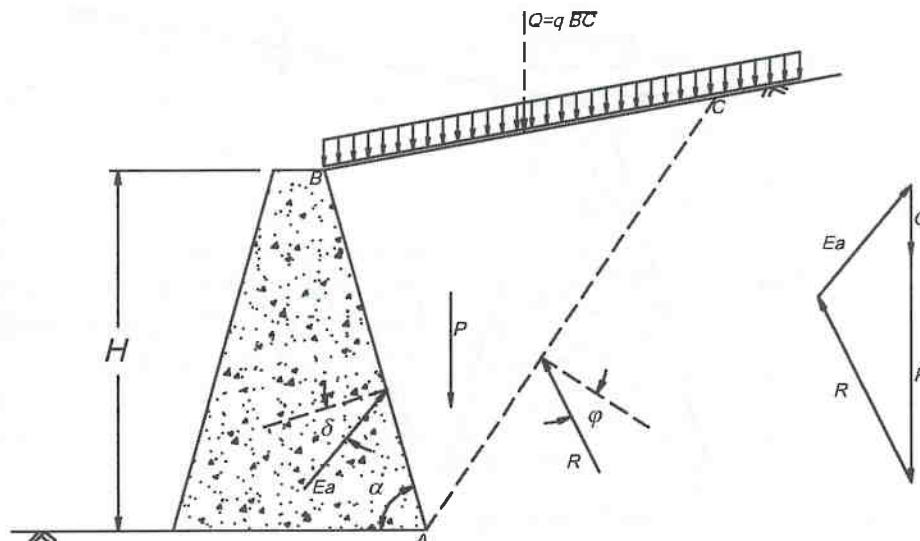


Figura 3.13: Empuje debido a sobrecarga distribuida uniforme

Entonces, el empuje "Ea" estará dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + i)} \quad (42)$$

De esta expresión se aprecia que el efecto de la sobrecarga se distribuye de manera uniforme a lo largo del paramento, lo que permite la determinación del punto de aplicación del empuje sobre la estructura de contención. El primer término de la expresión,  $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$ , se debe sólo a la acción del suelo, y, por tanto, está aplicada a "H/3" de la base de la estructura, mientras que la segunda parcela  $q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + i)}$  se debe a la sobrecarga y estará aplicada a una altura igual a "H/2". El punto de aplicación del empuje total puede, entonces, ser obtenido del centro de gravedad de los dos términos.

### 3.4.1 Método Numérico de Equilibrio Límite

En situaciones donde exista suelo cohesivo o la superficie del macizo no sea plana, no hay como aplicar directamente la teoría de Coulomb. En estos casos se puede adoptar un método de análisis semejante al de Coulomb, pero modificado al problema específico en análisis según se describe a continuación.

Analizando la situación mostrada en la figura 3.14 se tiene que el macizo de relleno no tiene una inclinación "i" constante, luego no es posible utilizar en forma directa, las expresiones deducidas en el ítem anterior para la determinación del empuje. En este caso, es posible realizar un análisis iterativo. Se consideran varias alternativas para la superficie de ruptura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por el equilibrio de fuerzas. Estos valores son tabulados en función de la inclinación de la superficie de ruptura que dio origen al empuje determinado. La posición más crítica se puede determinar del análisis gráfico de los distintos valores de empuje en función de las inclinaciones de los planos de falla.

El punto de aplicación del empuje sobre la estructura de contención es determinado trazando una paralela a la superficie de ruptura más crítica, pasando por el centro de gravedad de la cuña crítica.

Una ventaja de este método se encuentra en la amplia gama de casos que pueden ser analizados, tales como suelo cohesivo, diversas geometrías, presencia de sobrecargas no uniformes sobre el macizo, etc.

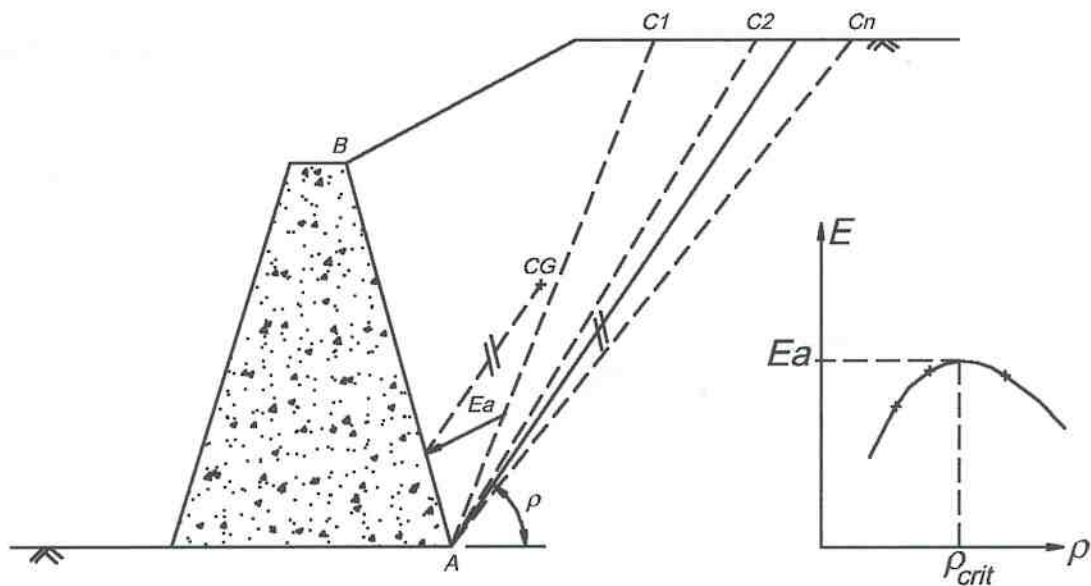


Figura 3.14: Método Numérico del Equilibrio Límite.

### Efecto de sobrecargas en el Empuje Activo

Muchas veces ocurren sobrecargas en el suelo contenido. Esas sobrecargas provienen de varias fuentes tales como estructuras construidas sobre el macizo, tráfico de vehículos, etc. que provocan un aumento del empuje.

El caso más simple es el de sobrecarga uniformemente distribuida sobre el macizo (figura 3.15). Para el análisis por el método numérico del equilibrio límite, debe ser considerado el peso de la cuña de suelo formada por la superficie de ruptura y la porción de carga distribuida que se encuentra sobre ella.

El punto de aplicación del empuje resultante, puede ser obtenido a través de una paralela a la superficie de ruptura 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 sección a través de paralelas a los centros de gravedad de cada una.

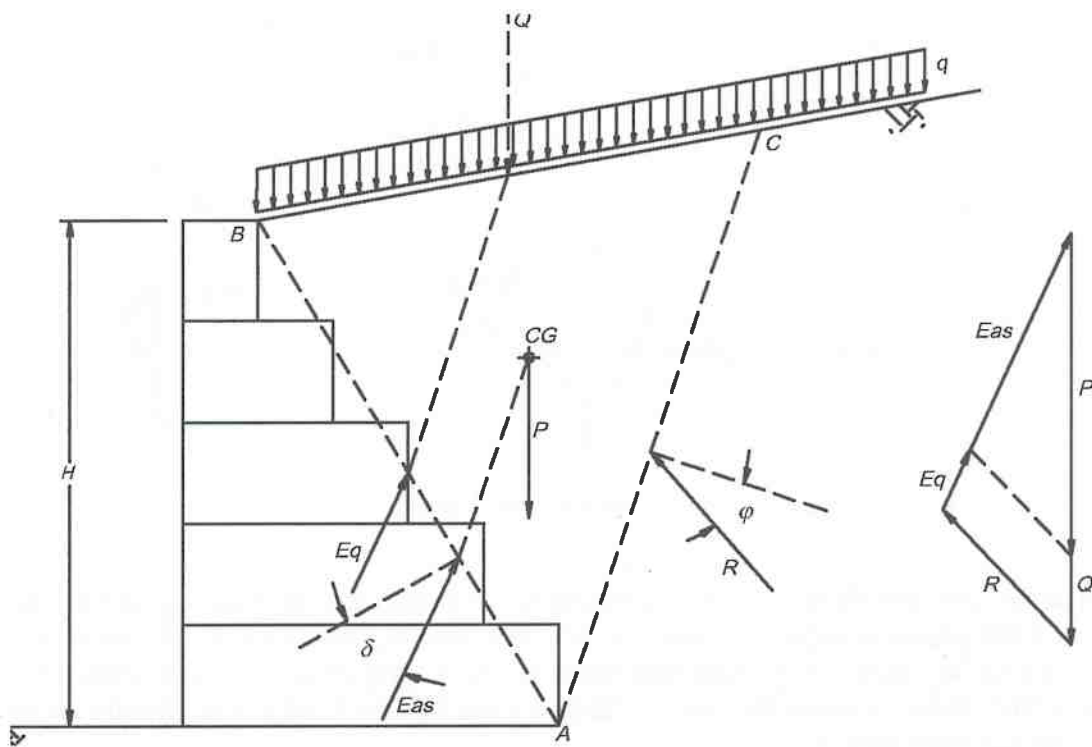


Figura 3.15: Carga uniforme sobre el macizo



### Suelo Cohesivo

Cuando el suelo que compone el macizo contenido es cohesivo ( $c > 0$ ), ocurren tensiones de tracción en la parte superior del suelo en el estado activo, como se indicó en la figura N° 3.9.

Estas tensiones provocan la aparición de grietas de tracción que disminuyen el área útil resistente de la superficie de ruptura aumentando así el empuje final sobre la estructura.

En consecuencia, la posición más crítica para la ocurrencia de una grieta de tracción es al final de la superficie de ruptura, disminuyendo el largo de esta (figura 3.16).

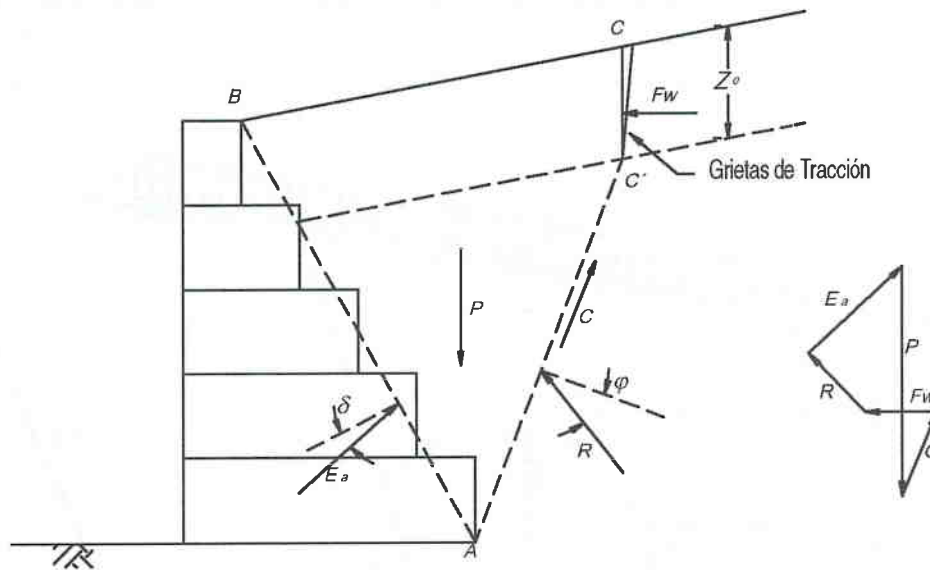


Figura 3.16: Empuje activo en suelos cohesivos

Además de eso, como también ya fue citado, las grietas de tracción pueden estar llenas con agua proveniente de las lluvias, lo que provoca un aumento adicional en el empuje debido a la presión hidrostática al interior de esas grietas de tracción. Así, las fuerzas actuantes sobre la cuña de suelo formada por la superficie de ruptura incluyen esta fuerza "Fw", debida a la presión del agua, además de la fuerza resistente C debida a la cohesión del suelo. Estas fuerzas son determinadas por:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_0^2 \quad (43)$$

$$C = c \cdot \overline{AC'} \quad (44)$$

donde “ $z_0$ ” es la profundidad de las grietas de tracción “ $\gamma_w$ ” es el peso específico del agua y “ $c$ ” es la cohesión del suelo.

Utilizando el método numérico del equilibrio límite, el empuje es determinado por el equilibrio de fuerzas para cada superficie de ruptura en análisis, hasta que se encuentre la más crítica. A cada una de esas superficies le debe corresponder una grieta de tracción, pues la distribución real de estas grietas es aleatoria y la más crítica será aquella que coincida con la superficie de ruptura más crítica.

El punto de aplicación del empuje activo “ $E_a$ ” resultante sobre la estructura de contención puede ser considerado a  $H/3$  de la base de la estructura. Esto se justifica por el hecho de que este empuje incluye el efecto de la presión del agua al interior de las grietas de tracción y por la distribución aproximada de las presiones laterales señaladas en el ítem 4.4.1

Otros casos de interés particular pueden ser revisados en profundidad en la literatura de referencia<sup>2</sup>.

Algunos de estos casos son:

- Cargas Puntuales sobre el macizo
- Efectos del Agua en el valor del empuje
- Macizo de características no homogéneas

El análisis de estas situaciones sólo pasa a ser viable de manera eficiente con la utilización de programas de computación. Se recomienda para ello la utilización del programa GawacWin® desarrollado por la empresa Maccaferri especialmente para el análisis de estructuras de contención en gaviones.

### 3.4.1 Efecto Sísmico

Durante un evento sísmico, el empuje activo puede sufrir un incremento debido a las aceleraciones horizontal y vertical del suelo. Estas aceleraciones provocan la aparición de fuerzas inerciales en las direcciones vertical y horizontal que deben ser consideradas en el equilibrio de las fuerzas (figura 3.17).

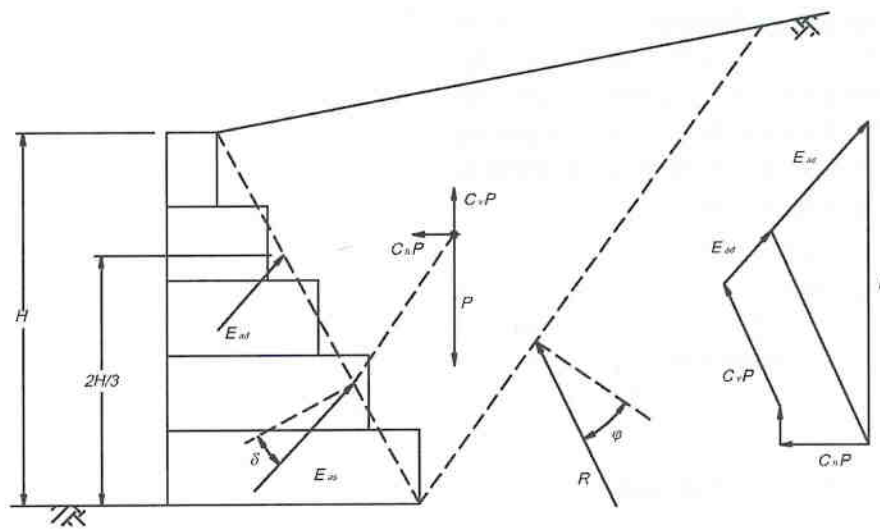


Figura 3.17: Fuerzas de inercia que actúan sobre una cuña de suelo

<sup>2</sup> Manual de Estructuras de Contención a Gravedad. Maccaferri

Estas aceleraciones normalmente son expresadas en relación a la aceleración de gravedad "g" y son función del riesgo sísmico local. Así las fuerzas de inercia serán calculadas como vectores de peso de suelo "P":

$$I_h = C_h \cdot P \quad (45)$$

y

$$I_v = C_v \cdot P \quad (46)$$

donde "Ch" y "Cv" son los coeficientes de aceleración en las direcciones horizontal y vertical.

La aceleración en la dirección horizontal presenta una mayor influencia en el valor de empuje activo y, por lo general se prescinde de la aceleración vertical.

El empuje activo calculado de esa forma puede ser dividido en dos vectores de fuerza. El primero, igual al empuje estático "Eae", que tiene su punto de aplicación sobre la estructura de contención determinado como se indicó en los ítems anteriores. El segundo vector "Ead" siendo el efecto sísmico y su punto de aplicación está situado a "2H/3" de la base de la estructura.

En el caso de que las condiciones del problema permitan la utilización directa de la teoría de Coulomb y además, se considere sólo la aceleración en la dirección horizontal, el efecto sísmico puede ser determinado por las expresiones del ítem 3.4.2 modificando los valores de los ángulos "α" e "i" de la figura 3.11.

$$i' = i + \theta \quad (47)$$

y

$$\alpha' = \alpha - \theta \quad (48)$$

donde

$$\theta = \arctan C_h \quad (\text{Considerando } C_v=0) \quad (49)$$

El empuje "E'" así calculado debe ser multiplicado por el factor "A" que está dado por:

$$A = \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \theta} \quad (50)$$

El efecto sísmico "Ead" será dado entonces por<sup>1</sup>

$$E_{ad} = A \cdot E'_a - E_{ae} \quad (51)$$

donde "Eae" es el empuje activo estático.

El empuje sísmico "Ead" estará aplicado a 2H/3 de la base del muro.

Según la experiencia en Chile, es recomendable adoptar para el coeficiente Ch un valor comprendido entre 0,50 y 0,65 veces la aceleración-máxima /g que registre el acelerograma de diseño, en la superficie del terreno.

<sup>1</sup> En la ecuación N° 51, el término "E'", tiene una expresión coincidente con la fórmula para el Empuje Activo Global (estático + sísmico) dada por la conocida teoría de Mononobe - Okabe. Ver Manual de Carreteras Vol. 3:

### 3.5 Aplicaciones de las Teorías a Muros de Gaviones

Los muros de gaviones son estructuras de gravedad y como tal pueden ser dimensionados<sup>1</sup>.

Así las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb, tanto como el Método de Equilibrio Límite pueden ser utilizadas en la determinación de los empujes actuantes.

Para los casos más simples, la teoría de Coulomb es generalmente utilizada en la determinación del empuje activo, pues abarca una variedad razonable de situaciones que se encuentran en la práctica.

Las características del suelo contenido deben ser analizadas cuidadosamente, pues de ellas dependen los resultados del análisis. Se debe considerar en el cálculo que el suelo generalmente corresponde a material de relleno, preferentemente ejecutado con material no cohesivo y por lo tanto es normal considerar como nula la cohesión del suelo.

De igual forma, cuando se utiliza suelo arcilloso en el relleno, la cohesión disponible es muy baja después de la compactación efectuada durante la construcción, se debe considerar por lo tanto, que en el estado activo se desarrolla una situación de consolidación del suelo y así la situación más crítica corresponde a la condición drenada de la resistencia (Ver 3.2.5). De esa forma la envolvente de resistencia al corte más indicada en este caso es la envolvente efectiva, también llamada envolvente drenada, que presenta una cohesión que dependerá de las condiciones de saturación.

Para el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura, " $\delta$ ", se puede adoptar el mismo valor del ángulo de fricción interna " $\theta$ " del suelo, pues la superficie de los gaviones es bastante rugosa. En el caso de haber un filtro geotextil entre el suelo contenido y el muro de gaviones el valor de " $\delta$ " debe ser disminuido, adoptando normalmente " $\delta = 0,9$  a  $0,95 \cdot \theta$ "<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Se recomienda complementar con lo señalado en Manual de Carreteras Vol.3 sección 3.1003.4 versión Jun 2002.

<sup>2</sup> Manual de Carreteras Vol.3 recomienda la utilización de ya que está controlado por la deformación en el plano suelo-muro

En el caso de que las condiciones específicas del problema analizado sean más complejas, no es posible la utilización directa de la teoría de Coulomb, y se recurre generalmente al método numérico de equilibrio límite. Al utilizar ese método el trabajo requerido se optimiza si se utilizan programas de cálculo que incorporen estas rutinas. El programa GawacWin® distribuido por Maccaferri, para diseño de muros de contención en gaviones, utiliza el método numérico de equilibrio límite en la determinación del empuje activo actuante permitiendo analizar la mayoría de los casos que surgen en la práctica.

Para el cálculo del empuje pasivo, que es la resistencia al desplazamiento horizontal producida por el terreno frente al muro, cuando este se encuentra apoyado a una cota inferior que la de la superficie (figura 3.18), la teoría de Rankine es generalmente suficiente. Sin embargo se debe tener la precaución suficiente con la utilización de esta resistencia. Solamente se debe considerar la disponibilidad del empuje pasivo frente al muro cuando se puede garantizar que no ocurrirán excavaciones o mecanismos de erosión del suelo ubicado frente a la estructura de contención.

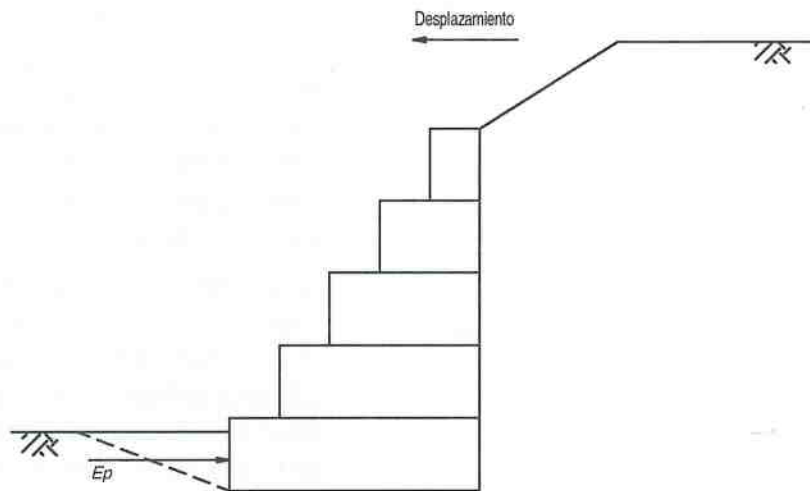
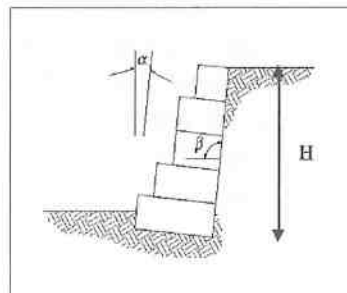


Figura 3.18: Determinación del empuje pasivo

Dependiendo de la configuración del muro de gaviones, las superficies de aplicación del empuje son las que se indican en la figura siguiente:

**Caso 1**



**Caso 2**

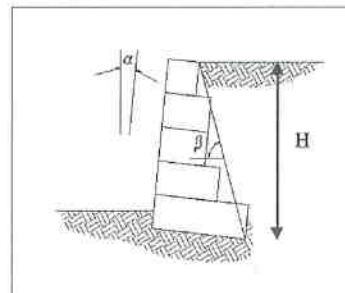


Figura No 3.19 a) y b)



La altura de desarrollo del empuje (H), vale para cada caso:

Caso 1 
$$H = h \cos \alpha \quad (52)$$

Caso 2 
$$H = [h + (B - a)g\alpha] \cos \alpha \quad (53)$$

siendo,

h = la altura de la estructura

B = la base de la estructura

a = ancho del coronamiento de la estructura

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la estructura respecto a la vertical

### 3.6 Criterios para la verificación de la Estabilidad

La siguiente figura grafica las posibles fallas que deben ser controladas en una estructura de contención en gaviones:

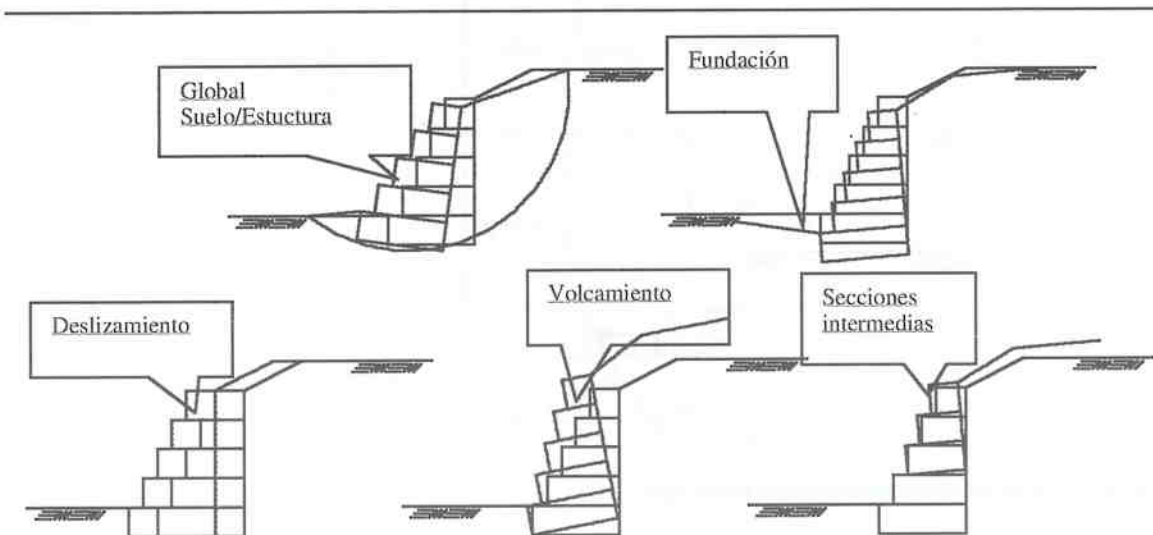


Figura No 3.20 Verificación Estabilidad en Estructuras Contención

i) Deslizamiento: Ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro, sumado al empuje pasivo disponible al frente de la estructura son insuficientes para neutralizar el efecto del empuje activo actuante.

ii) Volcamiento: Ocurre cuando el momento estabilizante del peso propio del muro en relación al punto rotación del volcamiento es insuficiente para neutralizar el momento del empuje activo.

iii) Baja resistencia en suelo de fundación: Ocurre cuando las presiones aplicadas por la estructura sobre el suelo

de fundación son superiores a su capacidad de carga.  
iv) Ruptura global del macizo: Deslizamiento a lo largo de una superficie de ruptura que rodea el suelo de la estructura de contención.

v) Ruptura interna de la estructura: Ruptura de las secciones intermedias entre los gaviones, que puede ocurrir tanto por deslizamiento como por exceso de presión normal.

### 3.6.1 Fuerzas que actúan sobre la estructura

La figura siguiente muestra las fuerzas que actúan sobre una estructura de contención:

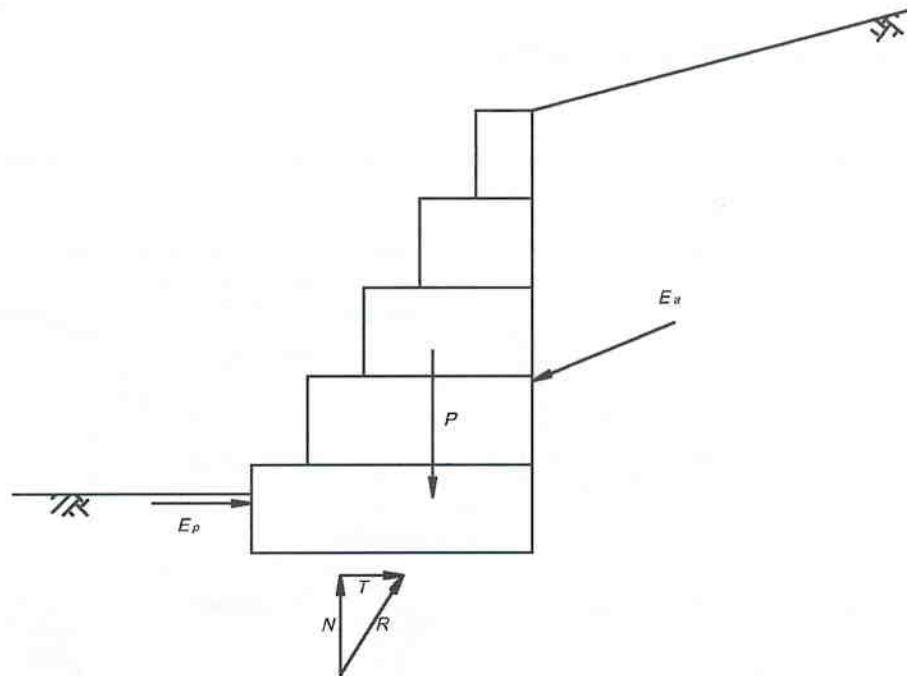


Figura 3.21: Fuerzas que actúan sobre una estructura de contención

Las fuerzas presentes son los empujes "Ea" y "Ep", el peso propio de la estructura "P" y la reacción de la fundación "R". Esta última fuerza puede ser descompuesta en una fuerza normal "N" y una fuerza tangente "T" en la base de la estructura.

Además de estas fuerzas, deben ser consideradas otras, dependiendo de las condiciones. Así, en el caso de que la estructura esté parcial o totalmente sumergidas, debe ser considerada la fuerza de flotación, en cuanto que en el análisis sísmico deben ser consideradas las fuerzas de inercia horizontal y vertical. Otras fuerzas pueden provenir de sobrecargas o cargas puntuales aplicadas directamente sobre la estructura.

### 3.6.2 Determinación de Empujes

La determinación de los empujes actuantes es el paso más importante en el análisis de muros de contención. Tal como se indicó anteriormente, normalmente son utilizadas las teorías de Rankine y de Coulomb y el denominado Método Numérico de Equilibrio Límite. Estos métodos permiten obtener valores realistas para los empujes, sin embargo la veracidad de sus resultados depende de la correcta aplicación de los parámetros del suelo y de las condiciones generales del problema.

### 3.6.3 Verificación de Estabilidad Contra el Deslizamiento

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumada al empuje pasivo disponible en su frente, no son suficientes para contrarrestar el deslizamiento que provoca el empuje activo. Se puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento dado por:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (54)$$

donde "Ead" y "Epd" <sup>1</sup> son las componentes del empuje activo y pasivo en la dirección del desplazamiento (figura 3.22).

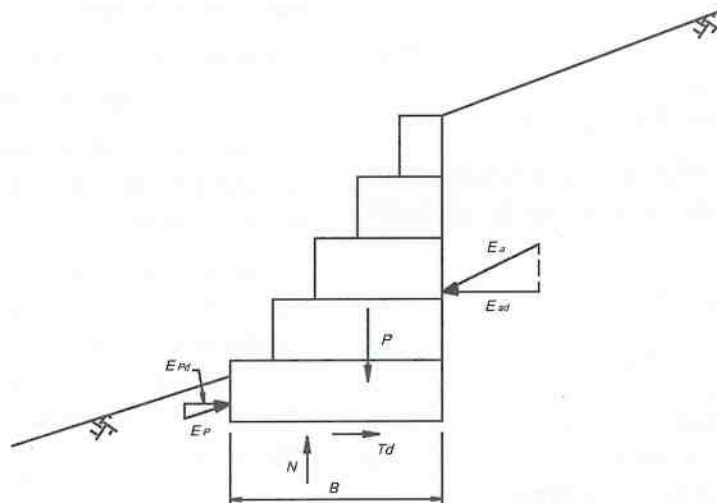


Figura 3.22: Verificación al deslizamiento

<sup>1</sup> Manual de Carreteras Vol. 3 recomienda considerar 0,5Epd por problemas de deformación, siempre que el suelo sea de características adecuadas

La fuerza "Td" es la resistencia disponible a lo largo de la base de la estructura y vale:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a^* \cdot B^* \quad (55)$$

donde "  $\delta$  " es el ángulo de fricción entre el suelo de fundación y la base de la estructura, "a\*" es la cohesión entre el suelo y la base, y "B\*" es la base del muro que está afecta a compresión.

Los criterios para usar los límites de "  $\delta^*$  " y "  $a^*$  " son:

$$\frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi \quad (56)$$

y

$$\frac{1}{2} \cdot c \leq a^* \leq \frac{3}{4} \cdot c \quad (57)$$

### Factores de Seguridad

El factor de seguridad al deslizamiento para la condición estática se puede considerar "FDest 1,5" para suelos no cohesivos y "FDest 2,0" para suelos cohesivos<sup>1</sup>.

En el caso sísmico, determinado con el empuje estático más la componente sísmica del empuje, se recomienda "FDsis 1,1"<sup>2</sup>.

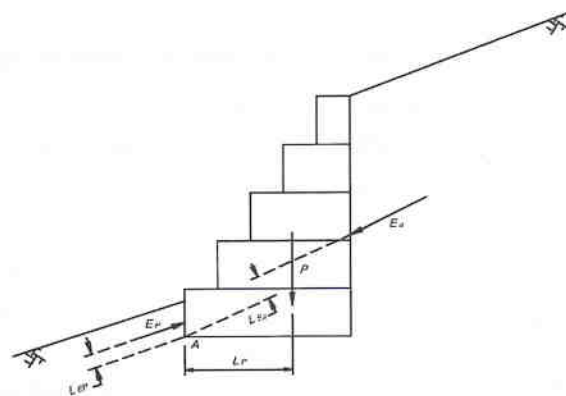
### 3.6.1 Verificación al Volcamiento

El volcamiento de la estructura de contención puede ocurrir cuando el valor del momento del empuje activo con respecto a un punto "A" situado al pie del muro (figura 3.23) supera al valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento de empuje pasivo.

<sup>1</sup> Ver sección 3.6.5.

El coeficiente de seguridad contra el volcamiento está dado por:

$$F_t = \frac{M_P + M_{Ep}}{M_{Ea}} \quad (58)$$



### Factor de Seguridad

El factor de seguridad al volcamiento para la condición estática se puede considerar "FVest 1,5"<sup>1</sup>.

En el caso sísmico, determinado con el empuje estático más la componente sísmica del empuje, se recomienda "FVsis 1,15 FDsis"<sup>2</sup>.

También en este último caso, el factor de seguridad global (Cargas estáticas + sísmicas) queda automáticamente cubierto por la exigencia de la Norma Sísmica Chilena NCh 433, de que exista al menos un 75% del ancho de la base del muro trabajando con tensiones de compresión.

<sup>1</sup> Manual de Carreteras Vol. 3 sección 3.1003.402 (3)  
<sup>2</sup> Manual de Carreteras Vol. 3 sección 3.1003.403 (2)

### 3.6.2 Verificación de las Presiones Aplicadas a la Fundación

Otra verificación necesaria es la relación de las presiones que son aplicadas a la fundación por la estructura de contención. Estas presiones no deben sobrepasar el valor de capacidad de carga del suelo de fundación.

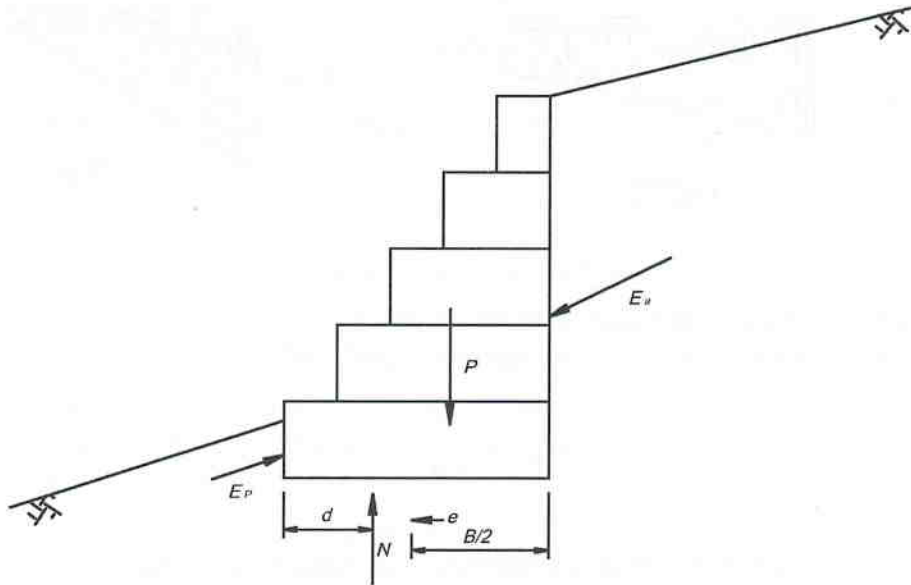


Figura 3.24: Punto de aplicación de N

La fuerza normal "N" se puede obtener a través del equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención (figura 3.24):

$$d = \frac{M_P + M_{E_p} + M_{E_a}}{N} \quad (59)$$

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención. Para que estas presiones sean determinadas, su distribución en la base de la estructura debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal para estas presiones, con lo cual los valores máximo y mínimo de ellas ocurren en los bordes de la estructura (figura 3.25) y serán dadas por:

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (60)$$

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right) \quad (61)$$

para "e ≤ B/6".



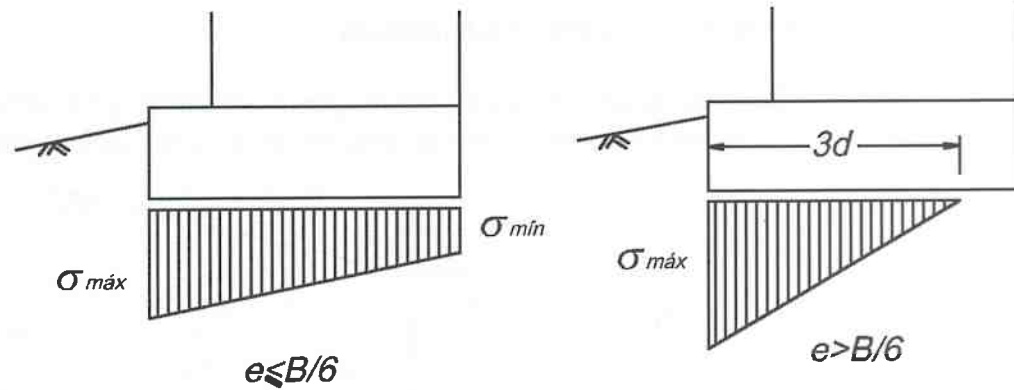


Figura 3.25: Distribución de las presiones en la fundación

En el caso de que el valor de excentricidad "e" sea mayor que "B/6", ocurre una separación de la parte anterior de la base resultando una distribución triangular. La presión máxima será:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2.N}{3.d} \quad (62)$$

Se debe evitar esta última condición debido a la concentración de tensiones que ocurre<sup>1</sup>.

Para determinar la capacidad de carga del suelo de fundación se puede recurrir a la expresión propuesta por Hansen:

$$\sigma_{lim} = c.N_c.d_c + q.N_q.d_q.i_q + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad (63)$$

donde:

$$q = \gamma.y;$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2.N};$$

$$i_\gamma = i_q^2;$$

$$d_c = d_q = 1 + 0,35.\frac{y}{B};$$

$$d_\gamma = 1;$$

$$N_q = e^{\pi.\tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right);$$

$$N_\gamma = 1,8.(N_q - 1)\tan\phi \quad (64)$$

<sup>1</sup> Manual de Carreteras Vol. 3 establece "(d/B) admisible" según tipo de suelo..

En estas expresiones,  $\gamma$ , "c" y  $\phi$  son el peso específico, la cohesión y el ángulo de fricción interna respectivamente del suelo de fundación; "y" es la altura del suelo al frente del muro en relación a la cota de apoyo y "T" es la fuerza tangencial que actúa en la base.

La presión máxima admisible estará dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3} \quad (65)$$

### 3.6.3 Verificación de la Estabilidad Contra la Ruptura Global

Además de las formas de ruptura citadas en los puntos anteriores, puede ocurrir una ruptura global del macizo a lo largo de una superficie de ruptura que rodea a la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de ruptura ocurre principalmente cuando hay capas o zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención.

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 ser utilizados en este caso.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más utilizados son los que analizan la parte del macizo sujeta al deslizamiento como un bloque rígido y los métodos que lo analizan como un bloque único dividido en fajas,

también llamadas dobelas.

Los métodos del primer tipo generalmente utilizan superficies de ruptura planas (figura 3.26) como el método de las cuñas, mientras que aquellos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de ruptura cilíndricas como el método de Fellenius o el método de Bishop (figura 3.27).

El método de las cuñas considera que la superficie de ruptura está formada por una serie de planos que delimitan cuñas rígidas. El equilibrio de esas cuñas rígidas requiere que una parte de la resistencia sea desarrollada a lo largo de esos planos. La relación entre la resistencia disponible a lo largo de la superficie de ruptura y la resistencia desarrollada es el coeficiente de seguridad contra la ruptura del macizo. La superficie más crítica queda entonces determinada por un proceso iterativo que busca identificar aquella que presenta el menor valor para el coeficiente de seguridad.

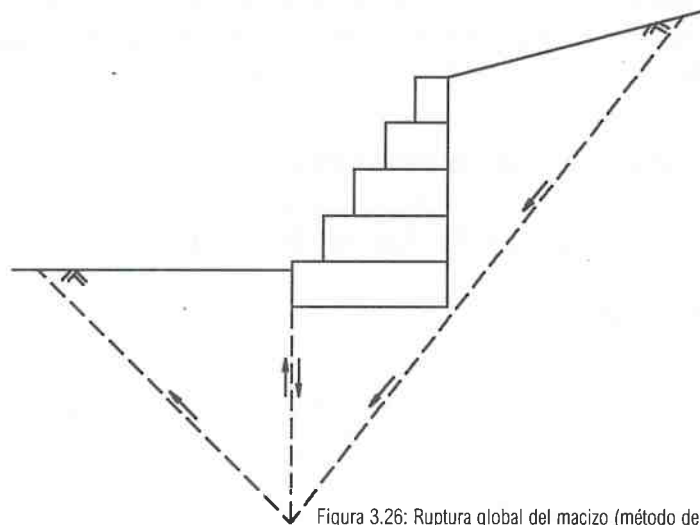


Figura 3.26: Ruptura global del macizo (método de las cuñas - superficies planas)

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 un desarrollo parcial de la resistencia a lo largo de toda la superficie de ruptura.

Una gran ventaja de los métodos que subdividen el suelo en dobelas es la posibilidad de considerar un gran número de diferentes situaciones tales como capas de suelo diferentes, presiones neutras, nivel freático, sobrecargas, etc. Además de eso, el considerar superficies de ruptura cilíndrica es más realista por aproximarse mejor a las fallas observadas. Por eso son ampliamente utilizadas en análisis de estabilidad, tanto de taludes como de muros de contención. Entre esos métodos, el más utilizado es el método de Bishop simplificado, que se describe a continuación (figura 3.27).

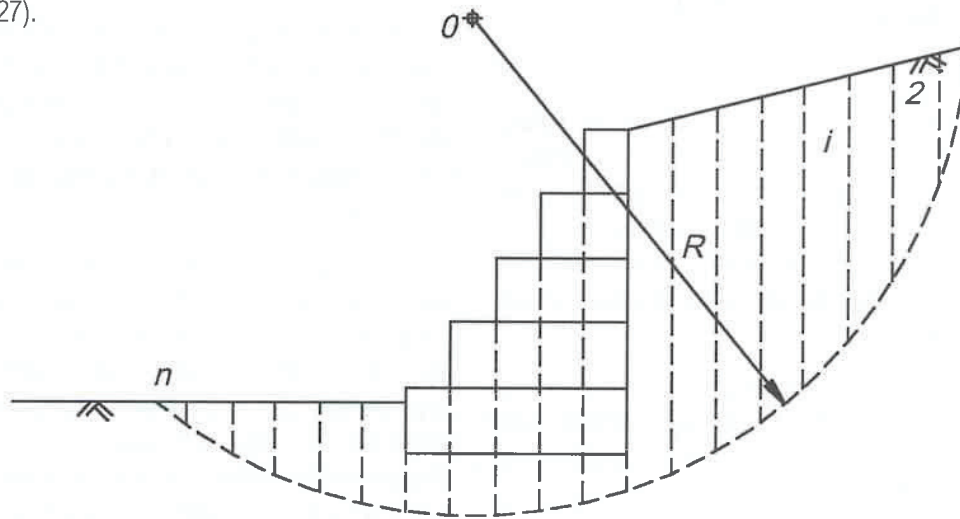


Figura 3.27: Método de Bishop (superficie de ruptura cilíndrica)

Primero se asume una superficie de ruptura cilíndrica arbitraria y el material delimitado por esta superficie es dividido en dobelas (figura 3.27). Las fuerzas que actúan sobre cada una de esas dobelas son las que se indican en la figura 3.28. Corresponden al peso propio de la dobelas, la fuerza normal "N" y tangencial "T" que actúan en la superficie de ruptura y las fuerzas horizontales "H1" y "H2" y verticales "V1" y "V2" que actúan en las caras laterales de la dobelas.

Haciendo equilibrio de fuerzas en dirección vertical se obtiene:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \sin \alpha - (V_1 - V_2) \quad (66)$$

La fuerza tangencial "T" está dada por:

$$T = \frac{s \cdot b_0}{F} = \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \quad (67)$$

donde "F" es el coeficiente de seguridad (admitido igual para todas las dobelas) contra la ruptura y "s" es la resistencia al corte de la dobelas, dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \phi \quad (68)$$

Se puede asumir que "V1 - V2 = 0" con una pequeña pérdida de precisión en el resultado. Así se tiene:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha \quad (69)$$

Así, la resistencia "s" queda:

$$s = c + \left( \frac{P}{b} - \frac{s}{F} \cdot \tan \alpha \right) \cdot \tan \phi \quad (70)$$

o

$$s = \frac{c + \frac{P}{b} \cdot \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F}} \quad (71)$$

Haciendo equilibrio global de momentos en relación al centro del arco de ruptura y recordando que la sumatoria de los momentos de las fuerzas laterales entre las dobelas es nula, se obtiene:

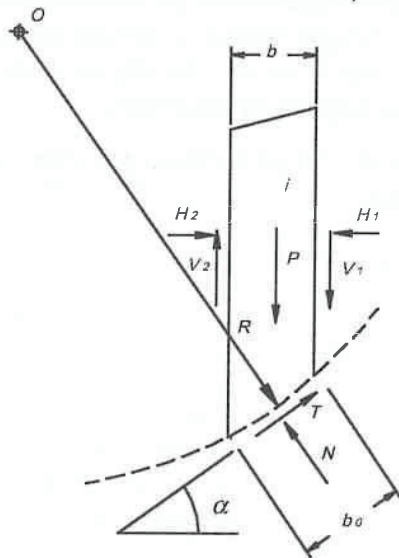


Figura 3.28: Fuerzas que actúan sobre la dobelas i

$$\sum_{i=1}^n (RT_i) = \sum_{i=1}^n (R.P_i . \sin \alpha_i) \quad (72)$$

o

$$R . \sum_{i=1}^n \frac{s.b}{F . \cos \alpha} = R . \sum_{i=1}^n (P . \sin \alpha) \quad (73)$$

luego:

$$F = \frac{\sum (s.b / \cos \alpha)}{\sum (P . \sin \alpha)} \quad (74)$$

finalmente se obtiene:

$$F = \frac{\sum \frac{s.b + P . \tan \phi}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi . \sin \alpha}{F}}}{\sum (P . \sin \alpha)} \quad (75)$$

Como el coeficiente de seguridad "F" aparece a los dos lados de la expresión, su determinación es iterativa.

Se deben iterar con varias superficies de ruptura hasta encontrar la más crítica (menor valor de "F"). Como para la identificación de una superficie de ruptura son necesarios tres parámetros (posición horizontal y vertical del centro "O", además del valor del radio "R"), esta iteración requiere de bastante trabajo y existen varios algoritmos de búsqueda que pueden ser implementados. Uno de los más eficientes utiliza una versión modificada del método Simplex que es normalmente utilizado en investigación de operaciones.

El programa GawacWin® hace este tipo de análisis por el método de Bishop y utiliza el algoritmo Simplex para determinar la superficie de ruptura más crítica.



### 3.6.4 Verificación de la Estabilidad Contra la Ruptura Interna

Además de las verificaciones anteriores debe también ser verificada la posibilidad de ruptura interna de la estructura de contención. Esto puede ocurrir debido a esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y las sobrecargas aplicadas directamente sobre la estructura. Así esta verificación es realizada 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. De esta forma, este análisis es similar al efectuado en el ítem 3.6.3. Para cada nivel de bloques de gaviones se ejecuta el análisis de deslizamiento considerándose para el cálculo del empuje la altura total de la estructura a partir del tope hasta aquel nivel considerado y la fricción entre los bloques como la resistencia a lo largo de la base. Esta resistencia es dada por el ángulo de fricción " $\phi$ " y por la cohesión " $c_g$ " entre los gaviones. Estos valores son dados por<sup>1</sup>.

$$\phi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (76)$$

y

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 \quad (\text{Tf/m}^2) \quad (77)$$

donde " $\gamma$ " es el peso específico de los gaviones en " $\text{Tf/m}^3$ " y " $p_u$ " es el peso de la malla metálica en " $\text{kgf/m}^3$ ".

Es necesaria también la verificación de la tensión máxima entre los bloques. Este análisis es similar al efectuado en el ítem 3.6.5. Para el cálculo de "máx" se admite que la fuerza normal " $N$ " se distribuye uniformemente en torno de su punto de aplicación hasta una distancia " $d$ " para cada lado de ese punto (" $d$ " es la distancia entre

el punto de aplicación de " $N$ " y el borde de la camada de gaviones. Así,

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{2 \cdot d} \quad (78)$$

La tensión normal máxima admisible entre los gaviones es<sup>1</sup>:

$$\sigma_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad (\text{Tf/m}^2) \quad (79)$$

### 3.7 Consideraciones Especiales

A continuación se señalan una serie de recomendaciones a considerar en el diseño de muros en gaviones, las cuales buscan mejorar en muchos aspectos la vida útil de estas obras.

#### a) NIVEL DE LA FUNDACIÓN

Es aconsejable enterrar la estructura bajo la superficie de terreno, un mínimo de 0,30m. Además es recomendable remover la capa superficial de suelo orgánico, no adecuada para el apoyo del muro.

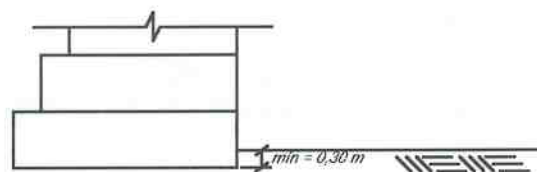


Figura 3.29

<sup>1</sup> Ref. : Manual de Estruturas de Contenção a Gravidade. Maccaferri:

## b) PREPARACIÓN DE LA FUNDACIÓN

Normalmente una nivelación del suelo en la cota de apoyo es suficiente. Cuando uno quiere mejorar la capacidad de apoyo del suelo de fundación, se puede utilizar una camada de piedras, compactación del suelo de apoyo, colocación de emplantillado de hormigón pobre, etc.

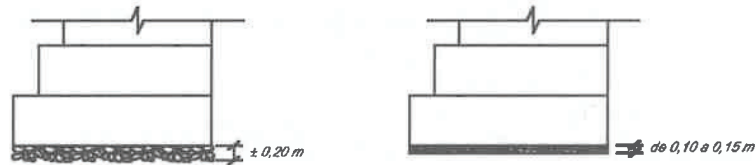


Figura 3.30

## c) GAVIONES DE BASE

Para las estructuras con altura superior a los 6.0m, se recomienda que las capas de base sean formadas por gaviones de 0,50m de altura, debido a su mayor resistencia a los esfuerzos de compresión y corte.

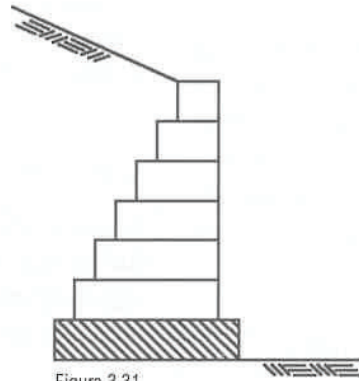


Figura 3.31

## d) DRENAJE

En general, las estructuras en gaviones, debido a su alta permeabilidad no necesitan sistemas específicos de drenaje. En algunas situaciones particulares pueden requerirse sistemas complementarios de drenaje para evacuar las aguas.

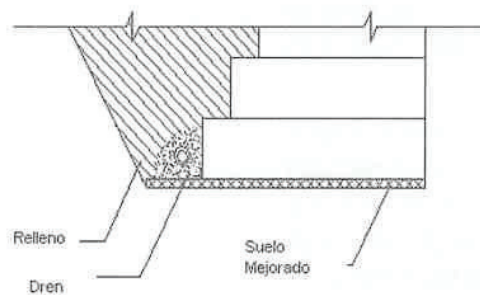


Figura 3.32

e) CONTRAFUERTES

En situaciones de suelos de baja permeabilidad, se puede lograr mejores condiciones de drenaje con la inserción de gaviones de contrafuertes al trasdós de la estructura espaciados entre sí. Estos contrafuertes normalmente son más extensos en su parte superior.

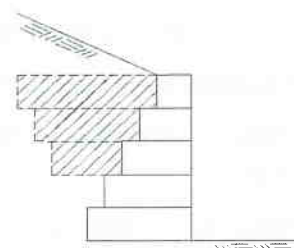


Figura 3.33

f) GEOTEXTILES

En general son ubicados a trasdós de estructuras con el fin de evitar la fuga de los materiales finos a través del muro de gaviones. Particularmente importante en casos de defensas fluviales, lacustres o marinas, y también en zonas de alta pluviosidad<sup>1</sup>

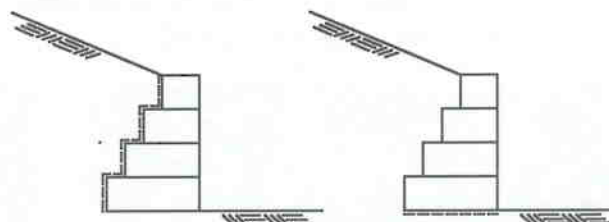


Figura 3.34

g) PLATAFORMAS DE DEFORMACIÓN

Siempre que la estructura de contención deba actuar como defensa hidráulica, es necesario prever una plataforma de deformación en gaviones tipo sábana para evitar erosiones en el suelo de apoyo con el consecuente colapso de la estructura.

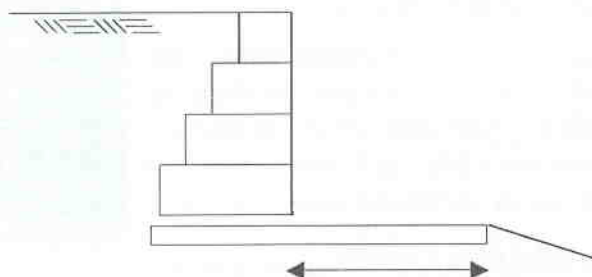


Figura 3.35

Se recomienda que en general, las plataformas de deformación sean dimensionadas como mínimo considerando que:

$$L > (\lambda P_e) \quad (80)$$

<sup>1</sup> Para especificaciones técnicas de estos Geotextiles ver Manual de Carreteras Vol.5.

donde

L : Largo útil de la plataforma de deformación

$\lambda$ : Coeficiente que puede variar entre 1.5 a 2.0

Pe : Máxima profundidad estimada para la socavación al pie del muro<sup>2</sup>

El espesor del gavión tipo sábana puede ser dimensionado de acuerdo a la siguiente tabla<sup>1</sup>

Tipo de Gavión Sábana	Velocidad media del curso de agua (m/s)
Gavión Sábana 0.30m de espesor	2 a 4 m/s
Gavión Sábana 0.30m de espesor	4 a 6 m/s

Tabla N°3.5 Espesor recomendado de la Plataforma de Deformación

En situaciones con velocidades mayores a las señaladas, situaciones abrasivas y con arrastre fuerte de sedimentos se recomienda utilizar mecanismos adicionales de protección a las mallas de la sábana tales como revestimiento en hormigón proyectado o similares (Fig. 3.36).



Fig. 3.36 a) y b): Revestimiento con shotcrete y disipadores de energía para protección de las mallas en gaviones Río Mapocho

#### h) INTERFERENCIAS CON OTROS ELEMENTOS

Esos tipos de interferencias que son comunes en trabajos longitudinales principalmente aquellos de defensa hidráulica, y representan problemas a otras soluciones, son fácilmente solucionables con las estructuras en gaviones, porque es suficiente doblar o cortar los elementos que cruzan con la interferencia y hacer que la estructura envuelva la misma.



Fig. 3.37 Detalle de interferencia con escalera e iluminación. Se aprecia en la parte superior gavión llenado parcialmente para realizar la transacción

#### i) TRANSICIONES CON OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS

El encuentro de una estructura en gaviones con otro tipo de estructura previamente construido no exige cualquier cuidado o técnica especial. Es suficiente que los gaviones que forman la transición estén totalmente alineados y apoyados a la otra estructura evitando el escape del material de la parte posterior.

<sup>1</sup> Fuente: Manual Técnico Revestimiento de Canales y Cursos de Agua. Maccaferri

<sup>2</sup> Ver métodos para estimar socavación en Manual de Carreteras Vol. 3 sección 3.707.4 version Jun 2002

## CAPÍTULO 4

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

#### 4.1 DESCRIPCIÓN

Los gaviones están constituidos por módulos de forma prismática y sección cuadrada, rectangular, o cilíndrica, construidos con mallas de alambre, divididos en compartimientos por medio de diafragmas o tabiques interiores del mismo tipo de malla, y rellenos con piedras o bloques de roca.

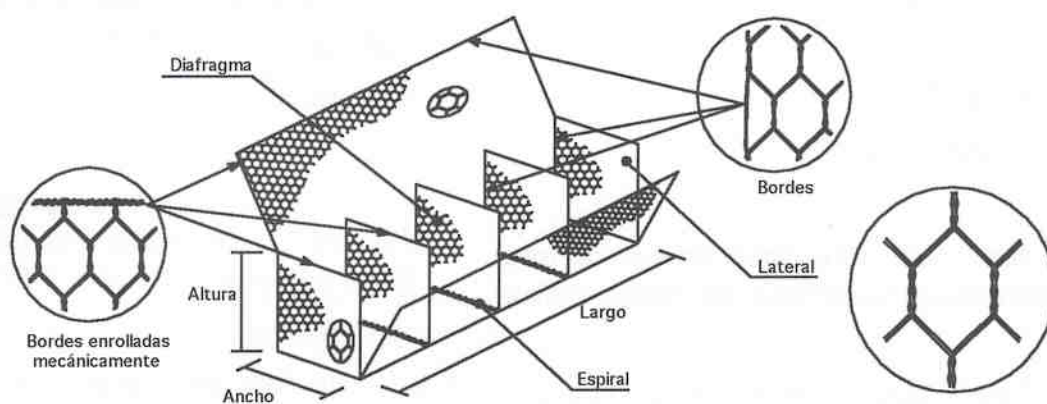


Fig. 4.1 Detalle de la configuración de un gavión

#### 4.2 Tipos y Dimensiones

Tal como se señaló en el capítulo N°2, los gaviones se clasifican en distintos tipos, los cuales se diferencian entre sí por su configuración, materiales y aplicaciones.

Los distintos tipo de gaviones que existen actualmente son los siguientes:

- **Gavión Tipo Caja**
- **Gavión Tipo Sábana**
- **Gavión Tipo Saco**
- **Gavión Tipo Terramesh**

Las distintas dimensiones para cada uno de estos tipos son los que se indican en la Tabla N° 2.2 del Capítulo N°2.



### 4.3 Alambre

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones de alguna de las siguientes normas:

- ASTM A641M-98
- NBR 8964
- NB 709-00,
- B.S.S. 1052
- DIN 1652
- BEKAERT AS-03-10

Lo anterior implica que el alambre deberá cumplir, entre otros aspectos, con las siguientes especificaciones:

- Tensión Media de Ruptura: 37 a 50 kg/mm<sup>2</sup>.
- Material Base: La calidad del acero deberá ser la adecuada para obtener alambres por trefilado.

Los contenidos máximos de sus componentes serán:

%C : máx 0.13  
 %P : máx 0.04  
 %S : máx 0.05

- Estiramiento: La elongación no deberá ser menor que 12%, hecho sobre una muestra de 30cm de largo previo a la fabricación de la red, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

### 4.3.1 Revestimiento del Alambre

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser galvanizado con sistema tradicional (zincado) o de aleación zinc-aluminio de acuerdo con las especificaciones siguientes:

Para los Materiales con Galvanizado Tradicional:

- ASTM A641 galv. Class 3
- B.S.S. 443/1982 "Zinc Coating on Steel Wire"
- DIN 1548
- BEKAERT AS-03-10
- ABNT NBR 8964

• Pureza del Zinc : El alambre se galvanizará según el procedimiento de inmersión en un baño de zinc fundido con una pureza mínima del 99,95% en peso

Para los Materiales con Aleación Zinc-Aluminio:

- ASTM A856M-98, clase 80
- NB. 709-00

Esto implica que el alambre deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Cantidad mínima de revestimiento: 244 gr-zinc/m<sup>2</sup> ó 244 gr-aleaciónZN-AL/m<sup>2</sup>
- Adherencia: El revestimiento debe adherirse al alambre de tal forma que, después de que el alambre haya sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

#### 4.3.2 Recubrimiento Plástico

Si el proyecto lo especifica, el alambre galvanizado deberá ser además recubierto con una capa de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975, lo cual indica lo siguiente:

- Espesor mínimo: 0.40 mm
- Masa específica: 1.30 A 1.37 kg/m<sup>3</sup>
- Dureza : 50 a 65 Shore D
- Resistencia a la Tracción: mayor que 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Elongación de Ruptura: 200% a 300%
- Temperatura de Fragilidad: menor que -30°C

#### 4.4 Características de la Malla

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de las normas:

- ASTM 975-97
- NBR 10514
- NB 710-00
- NP 17 055 00

El hexágono formado debe tener aberturas nominales que se especifican de acuerdo al fabricante como 8x10 u 8x12 (Ver Fig 4.2) .

Se indican con estas medidas las dimensiones del hexágono, tomando primeramente la cifra que señala la distancia nominal en centímetros en la dirección principal menor donde se realizan las torsiones y seguidamente la cifra correspondiente a la distancia nominal en centímetros de la dirección principal mayor<sup>1</sup>

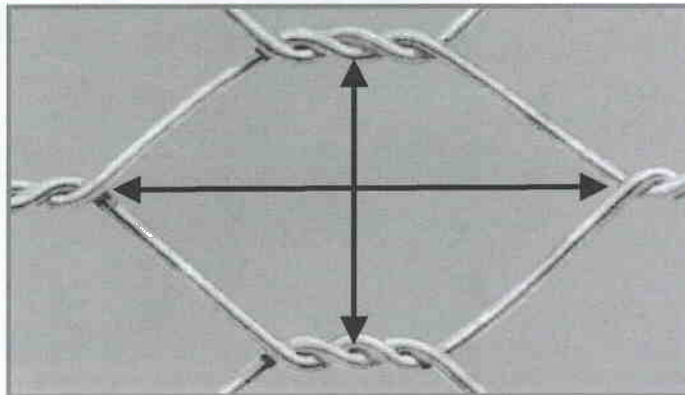


Fig. N° 4.2 Direcciones principales de la malla hexagonal

<sup>1</sup> Ambas especificaciones se refieren a aberturas que están entre 80mm hasta 83mm y desde 100mm hasta 120mm..

Las características de los alambres utilizados en la confección de la malla se indican en la siguiente tabla:

Características	Gaviones Caja		Gavión Sábana	
	Zincado Tradicional y Aleación Zn-Al	PVC	Zincado Tradicional y Aleación ZN-Al	PVC
Tipo de malla	8x10 (8x12)	8x10 (8x12)	8x10 (8x12) y 6x8	8x10 (8x12) y 6x8
Abertura de la Malla	83 x 114mm	83 x 114mm	83 x 114mm, 64x83mm	83 x 114mm 64x83mm
Alambre de la malla	2.4mm	3.2mm	2.0mm	2.8mm
Alambre de los bordes	3.0mm	3.8mm	2.4mm	3.2mm
Alambre de amarra	2.4mm	3.2mm	2.4mm	3.2mm

(\*) Los valores dados en esta tabla son valores nominales mínimos

Tabla Nº 4.1 Características de los materiales utilizados en los gaviones

#### 4.5 Refuerzo de los Bordes

Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente de manera tal que no se deshile la red y para que adquiera mayor resistencia. El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, con un mínimo de 3.0 mm para gaviones galvanizados y de 3.8 mm para los gaviones PVC.

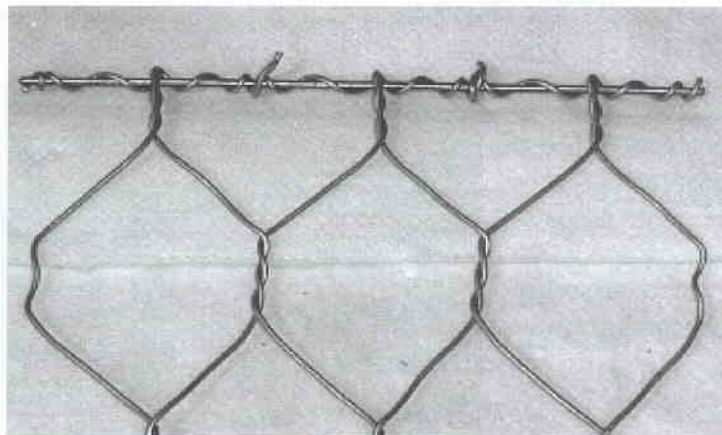


Fig. 4.3 Detalle de los bordes enrollados mecánicamente a un alambre de mayor diámetro

#### 4.6 Características del Gavión Caja

Cada gavión caja con largo mayor que 2.0m inclusive, debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

Dimensiones estándar:

- Largo 2,00 m · 3,00m · 4,00m
- Ancho 1,00m
- Alto 1,00m · 0,50m · 0,30m

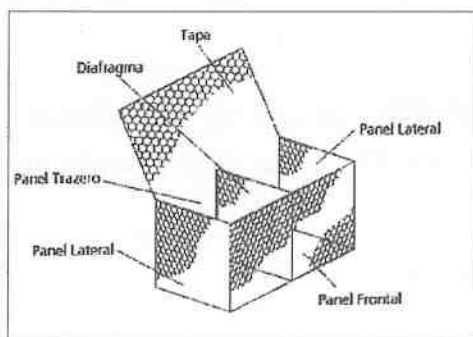


Fig. 4.4 Detalle Gavión Caja ensamblado

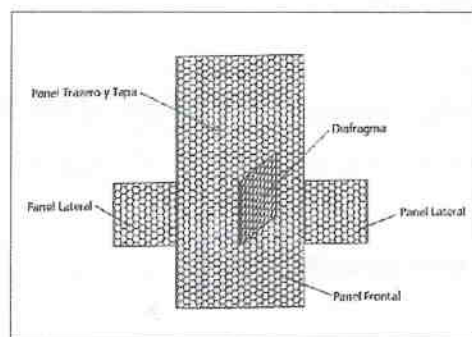


Fig. 4.5 Detalle Gavión Caja no ensamblado

#### 4.7 Características del Gavión Sábana

El gavión Sábana o Colchón tiene como característica principal su mayor superficie y está dividido por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,4mm.

La tapa se incluye por separado.

Dimensiones estándar:

- Largo 6,00m
- Ancho 2,00
- Altura

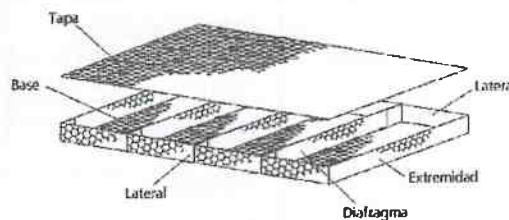


Fig. 4.6 Detalle Gavión Sábana

#### 4.8 Amarre y Atirantamiento

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento<sup>1</sup>. Este alambre debe ser de las mismas características que el alambre de la malla con un diámetro de 2.4mm en zincado y de 3.2mm en el recubierto con PVC .

Su cantidad, se especifica en relación al peso de los gaviones provistos, considerando que las unidades de rollos de alambre de amarre pesan 25kg.

Para gaviones de 1.0m de altura un mínimo de 8% y para los de 0.5m de altura un mínimo de 6%.

#### 4.9 Tolerancias

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre del zincado de 2.5%.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de 3%, en la altura y ancho de 5%.

#### 4.10 Material de Relleno

Las piedras deberán ser sanas, duras y no alterables frente a la acción del agua y los agentes atmosféricos.

Su peso específico tiene directa relación con el diseño considerado y podrá ser de alguno de los siguientes tipos:

Tipo de Roca	Peso Especifico	
Basalto	t/m3	2.9
Granito	t/m3	2.6
Caliza Compacta	t/m3	2.6
Traquita	t/m3	2.5
Guijarro de Río	t/m3	2.3
Arenisca	t/m3	2.3
Caliza Tierna	t/m3	2.2
Toba	t/m3	1.7

Tabla No 4.1. Tipos de Roca y sus Pesos específicos

<sup>1</sup> Ver Cap. 5 Ejecución y Control.



Se recomienda, en general piedra de un peso específico superior a 2.3 t/m<sup>3</sup>

Las piedras podrán ser de canto rodado o canto vivo. Se recomienda que las piedras de aristas vivas sean dispuestas de manera que sus cantos no dañen el recubrimiento de la malla, especialmente en el contacto con elementos de mallas horizontales. No es recomendable la utilización de piedras porosas, trizadas o con fallas físicas.

La granulometría del material debe tener como mínimo 1.5 veces la mayor dimensión de la abertura del hexágono ( $T_{min} 7''$ ). Para los gaviones de 1,0 m de altura se podrán utilizar piedras de hasta 3 veces la abertura máxima del hexágono ( $T_{máx} 14''$ ) y para los de menor altura hasta 2/3h.

#### 4.11 Referencias, Normas, Codigos, Manuales

A continuación se señalan las normas y referencias técnicas en las que se basan las especificaciones técnicas y recomendaciones de diseño, para el uso de gaviones.

NO NORMA	ORGANISMO	TÍTULO	FECHA
NBR 12568	ABNT	Geotêxteis - Determinação da gramatura	Abril / 1992
NBR 12569	ABNT	Geotêxteis - Determinação da espessura	Abril / 1992
NBR 12824	ABNT	Geotêxteis - Determinação da resistência à tração-não confinada - Ensaio de tração de faixa larga	Abril / 1993
D 5261 - 92	ASTM	Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles	1992, reap in 2001
D 4595	ASTM	Standard Test Method for Tensile Properties of geotextiles by the Wide-Width Strip Method	1986, reap in 2001
D 4533 - 91	ASTM	Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles	1991, reap in 1996
D 4491 - 99a	ASTM	Standard Test Method for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity	1999
D 4833 - 00	ASTM	Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes, and Related Products	2000
A 856/A 856M-98	ASTM	Standart Specification for Zinc-5% Aluminum-Mischmetal Alloy -Coated Carbon Steel	1998
A641/A 641M-98	ASTM	Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Carbon Steel Wire	1998

NO NORMA	ORGANISMO	TÍTULO	FECHA
A 975 - 97	ASTM	Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire With Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Coating)	1997
NF G 38-01	AFNOR	Textiles - Articles à usages industriels. Essais des géotextiles - Mesure de la permittivité hydraulique.	Mai / 1989
BS 4102	BSI	Specification for Steel wire for general fencing purposes	1998
NBR 5589	ABNT	Arame de aço de Baixo teor de carbono diâmetros, tolerância e pesos	Mar/1982
NBR 6331	ABNT	Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para uso geral	Jul/1982
NBR 8964	ABNT	Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para gabões	Jul. / 1985
NBR 10119	ABNT	Tela de simples torção de malha quadrangular e fios de aço baixo teor de carbono, zincados - dimensões	Nov. / 1987
NBR 10514	ABNT	Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabões	Out. / 1988
BS EN ISO 10319	BSI	Geotextiles - Wide-width tensile test	1996

## CAPÍTULO 5

### EJECUCIÓN Y CONTROL

#### 5.1 Preparación del Terreno

Antes de iniciar el montaje y relleno de los gaviones, se deberán excavar las fundaciones de las estructuras de acuerdo con las dimensiones, alineamientos y cotas definidas en el Proyecto. Salvo indicación contraria en el Proyecto, se recomienda la compactación del sello de toda excavación fuera de las zonas con exceso de humedad, hasta alcanzar como mínimo el 90% de  $\lambda$  D.M.C.S., determinada según el Método LNV 95.

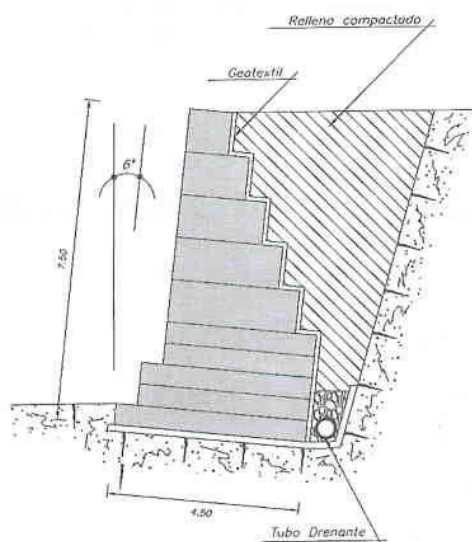


Fig. 5.1 Sistema de drenaje con base impermeable

Dado que los gaviones son estructuras altamente flexibles, tomarán en su mayor parte las deformaciones del terreno de fundación, por lo que si este no tiene una buena capacidad de soporte se recomienda la disposición de una camada de material de mejor calidad o el apoyo sobre suelo tratado con cemento u hormigón pobre con el fin de evitar deformaciones excesivas en las obra.

De igual forma y dado que los gaviones son altamente permeables, es recomendable considerar sistemas apropiados de evacuación de las aguas en muros inclinados y apoyados sobre superficies impermeables, con el fin de garantizar la correcta evacuación de las aguas.

## 5.2 Armado de los Módulos

Teniendo en cuenta que las mallas de gaviones vienen plegadas, se deberá considerar la siguiente secuencia para su armado:

- a) Se despliega y abate en el suelo el módulo correspondiente

Desdoblar el gavión caja sobre una superficie rígida y plana, eliminando eventuales irregularidades

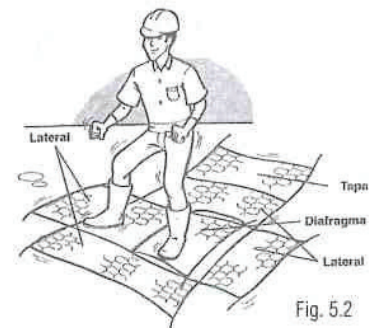


Fig. 5.2

- b) Se levantan sus paredes hasta hacer coincidir las aristas contiguas formando una caja con la tapa abierta.



Fig. 5.3

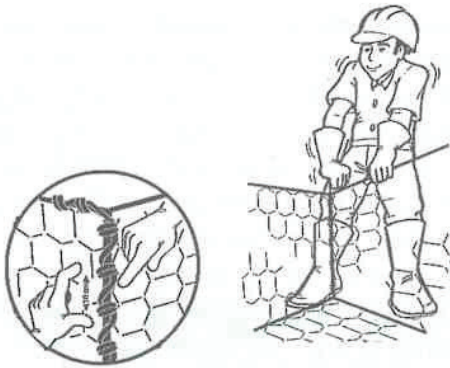
- c) Se juntan los cantos superiores de los paneles con los alambres gruesos que salen de la red.



Fig. 5.4

Con el alambre de amarra se atan las aristas con regular fuerza, cuidando de no dañar el recubrimiento de los alambres

d) Se amarran las divisiones interiores de la malla a modo de diafragma o tabiques transversales dejando compartimientos independientes. Estos diafragmas deben amarrarse en todas sus aristas, dejando libre solamente la arista superior que irá en contacto con la tapa del gavión.



Fije el alambre de amarra en el canto inferior de las aristas y amárrelas alternando vueltas simples y dobles a cada malla, ya que de esta manera es posible obtener una estructura, capaz de resistir fuertes deformaciones sin perder su funcionalidad.

Fig. 5.5

e) Una vez armada la caja, se procederá a ubicarla en el sitio señalado en los planos, cosiéndola firmemente a las cajas inmediatamente adyacentes y a lo largo de todas las aristas de contacto, tanto en la dirección vertical como horizontal, incluyendo aquellas de los tabiques interiores. Los gaviones deben amarrarse entre sí antes de llenarlos con piedras, para facilitar de esta manera la operación de amarre. El amarre de los gaviones con sus "vecinos" se efectuará mediante la misma costura continua que se indicó anteriormente.

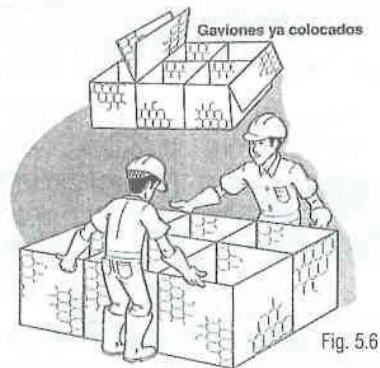


Fig. 5.6

f) Con el objeto de impedir que las paredes de la estructura se deformen durante el proceso de llenado de los gaviones, se deberá utilizar moldajes a fin de escuadrar los paramentos de la malla, según el sentido de la mayor longitud. La operación normalmente se realiza por medio de un entablado o de un bastidor metálico que se sostiene con puntales, generalmente de fierro que permiten que los moldajes no se deformen. Estos moldajes deberán ser verticales y estar alineados siguiendo el trazado de la estructura.

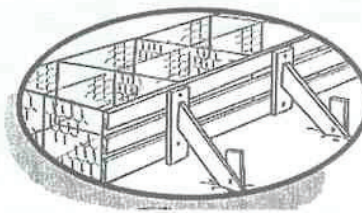


Fig. 5.7



g) Previo al llenado de los gaviones, la Inspección Técnica deberá constatar que se ha efectuado correctamente la operación de ubicar el gavión en el lugar especificado, se han puesto los bastidores antes indicados y hechas las costuras y uniones respectivas.

h) Una vez constatado lo anterior, se procederá a su llenado con el material previamente seleccionado y acopiado. El relleno se hará en forma manual, colocando las piedras de mayor tamaño y de caras más planas en contacto con las mallas, reservándose las de menor tamaño para el relleno del interior. Se debe cuidar que las paredes laterales no se deformen ni se dañen, lo mismo que los diafragmas interiores. A medida que avance el llenado se realizará la colocación de tirantes de alambre del mismo tipo que el de la malla para que las paredes opuestas de la estructura no se deformen. La colocación de tirantes en el sentido horizontal se efectuará cada 33cm en gaviones de 1m de altura y 0.25m en gaviones de 0.5m de altura, e intercalados a 50 cm entre sí, aproximadamente. De esta manera se dispondrá de un mínimo de 4 tirantes por metro cuadrado. También deberán colocarse tirantes de alambres verticales o diagonales según las instrucciones de la ITO o según se indique en los planos y/o en las ETE. Se considerará una amarra que abarque dos lados torsionados del hexágono de la malla.

Para evitar deformaciones de las paredes internas, es importante no llenar una caja sin que la caja del al lado esté también parcialmente llena. También se recomienda fijar con maderos o fierros de construcción, los bordes libres superiores de las paredes verticales previo al llenado de los gaviones.

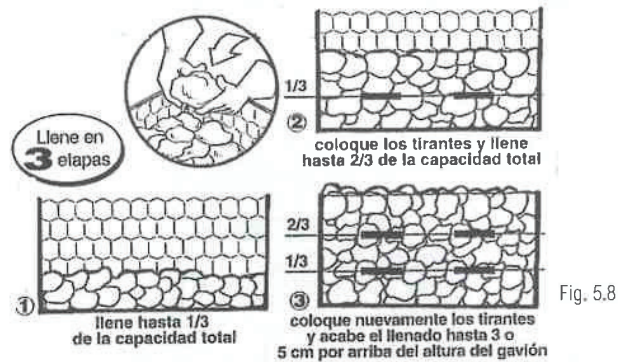


Fig. 5.9

i) Terminado completamente el llenado de los gaviones, se comprobará que su coronamiento está nivelado y se procederá a cerrarlos bajando su cubierta y amarrando la tapa. Esta amarra deberá comprometer todas las aristas superiores, incluyendo la de los diafragmas. En la zona de contacto entre dos gaviones contiguos, la costura de la tapa deberá considerar las aristas de ambos gaviones.

En el Anexo "Procedimiento de Instalación" se muestra en imágenes secuenciales los pasos seguidos en las faenas de construcción de las obras en gaviones realizadas en el Río Mapocho en Marzo 2004.

### 5.3 RELLENO POSTERIOR

Se recomienda que el relleno posterior del muro sea ejecutado con material de buena calidad. Si fuera utilizado un material cohesivo, el mismo debería ser compactado en capas de 20cm. Dicho procedimiento mejora las características del terreno y minimiza el valor del empuje activo.

La utilización de Geotextil para control de erosión a trasdós del muro prevee la fuga del material fino a través del gavión el cual tiene un alto índice de vacíos, lo que evitará la migración de partículas finas. El Geotextil actuará como filtro de las partículas estabilizando el sistema de suelo de relleno y gavión.



Fig. 5.10 Aplicación de moldajes y fijación de diafragmas



Fig. 5.11 a) y b) Traslado de Material de relleno y llenado



Obra: Central Termoeléctrica Paposo III Región Endesa. 2003



Fig. 5.12 a) y b) y c) Utilización de Moldajes y Geotextil en obra en gaviones



Obra: Protección Camino San Juan. Punta Arenas MOP Vialidad. 2003



## ANEXO

### PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN CASO PRÁCTICO OBRAS RÍO MAPOCHO MARZO 2004

Selección del material árido utilizando maquinaria.

Se extrae del mismo lecho del río y luego se pasa por el arnero para dejar material de tamaño seleccionado.



El material extraído y seleccionado es lavado para eliminar los finos



En un lugar cercano a la faena, otros operarios realizan el armado de los módulos de gaviones caja.





Los gaviones armados son trasladados a la faena donde se les colocan los moldajes de madera respectivos.



En los niveles donde se especifique el uso de Geotextil, este es dispuesto previo al armado de los moldajes para facilitar el proceso de su instalación.



ATIESADORES

Una vez colocados los moldajes de madera se procede a colocar atiesadores por medio de fierros que fijan los diafragmas libres de los gaviones. De esta manera se dejan fijos todos aquellos bordes sujetos a deformación durante el proceso de llenado.



Una vez que se cuenta con el material seleccionado, los moldajes colocados y los gaviones listos para ser llenados, el cargador acerca el material a los operarios para su llenado.

Los operarios comienzan el proceso de llenado de acuerdo a lo señalado por la ITO, llenando por capas y colocando los tensores respectivos

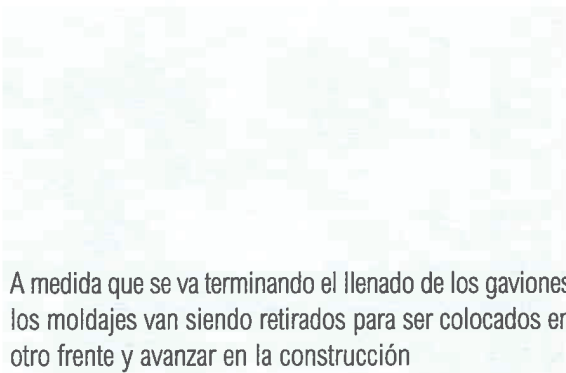






AGUJA

Los operarios se ayudan de elementos auxiliares para poder estirar las mallas y calzar los bordes una vez que se va completando el llenado. En la foto se aprecia la denominada "Aguja" que cumple este fin.



A medida que se va terminando el llenado de los gaviones los moldajes van siendo retirados para ser colocados en otro frente y avanzar en la construcción



El muro en gaviones ya se ha levantado y está operativo



