

**Análisis técnico-
económico comparativo
entre dique construido
en material granular
compactado y dique en
gaviones en el embalse del
Proyecto Hidroeléctrico
Cariblanco (P. H. Cariblanco).**



Abstract

This project provides the reader with a comparison and a description of a reservoir dike that is been developed by Instituto Costarricense de Electricidad. Such comparing and contrasting ideas were based on technical and economic considerations.

The dike is been built with compacted granular material and this project's proposal is to use a gabion's structure to create the dike.

The objective of this graduation project is to define the viability of using gabion's in the dike by considering the cost and the time of construction. Moreover, to offer other option in Costa Rican's constructive system is pursued.

The main conclusions attained through the research are: building with gabions is 40,50% more expensive than using compacted granular material. However, a gabion structure uses 66,11% less of the material and 40,00% less of constructing time. Thus, in conditions of limited time it is more feasible to use the gabion's system.

Keywords: gabions, soil dams, gabion's dams.

Resumen

En este trabajo se hace una descripción y una comparación tanto técnica como económica de una obra cuya función será de dique de cerramiento para el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco desarrollado por el Instituto Costarricense de Electricidad. Este dique se está construyendo a base de un material granular compacto, por lo tanto se hará la propuesta de esta misma estructura pero con gaviones.

El objetivo de este proyecto es determinar la viabilidad de realizar este tipo de obras a base de gaviones, basado en una comparación tanto de costos como de tiempo de ejecución. Esto con el fin de proponer otro sistema constructivo.

Al final, se pudo concluir que la obra en gaviones resulta un 40.50% mas elevada en costos que en material granular, pero con la ventaja de que representa un 66.11% menos de volumen de material y un 40.00% menos en el tiempo de ejecución, por lo que en condiciones de tiempos reducidos de ejecución es factible la utilización del sistema en gaviones.

Palabras clave: gaviones, presas de tierra, presas de gavión.

Análisis técnico-económico comparativo entre dique construido en material granular compactado y dique en gaviones en el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco (P. H. Cariblanco)

WILLIAM AGUILAR NÚÑEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción.

Junio 2006

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| PREFACIO..... | 5 |
| RESUMEN EJECUTIVO..... | 6 |
| INTRODUCCIÓN | 9 |
| METODOLOGÍA | 10 |
| RESULTADOS | 35 |
| ANÁLISIS DE RESULTADOS | 40 |
| CONCLUSIONES | 42 |
| APÉNDICES | 43 |
| ANEXOS | 44 |
| REFERENCIAS | 45 |

Prefacio

Este estudio consiste en un análisis técnico-económico comparativo entre un dique de cerramiento que se está desarrollando en el P. H. Cariblanco, propiamente en el embalse, a cargo del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). Este se construye a base de un material granular compactado. No obstante, se propone construir el dique con una estructura a base de gaviones, para hacer un estudio comparativo de ambas estructuras.

Para este tipo de obras generalmente se utilizan materiales como concreto armado o material granular, por lo que los gaviones constituyen una nueva opción que puede ser considerada y analizada.

El objetivo principal de este proyecto es hacer una comparación entre ambos sistemas constructivos, para así definir la viabilidad de uno u otro, dependiendo de las condiciones a las que se encuentre sometida la obra.

Finalmente deseo agradecer a las personas que colaboraron y me orientaron en la realización de este proyecto, entre ellos al Ing. Randall Bonilla del P. H. Cariblanco, al Ing. Adrián Chaverrí del Departamento del Diseño del ICE, así como al Ing. Eduardo Paniagua, Profesor del Instituto Tecnológico de Costa Rica, por ser el profesor asesor de este proyecto.

Resumen ejecutivo

El P. H. Cariblanco se ubica en el distrito 14 (Sarapiquí) del cantón central de la provincia de Alajuela y aprovecha las aguas del río Sarapiquí. Se contará con dos turbinas tipo Francis, cuya capacidad de generación es de 80 MW.

El objetivo general del Proyecto Hidroeléctrico es aportar al Sistema Nacional Interconectado una capacidad de generación de 80 MW.

En cuanto al embalse, este tiene una capacidad de 330,000.00 m³ de agua embalsada y cuenta con un área de 48,000.00 m² entre el fondo del embalse y sus paredes (taludes). El dique de cerramiento de este embalse es el que se analizará en este estudio. De tal manera que se brinde una nueva opción o sistema constructivo en el desarrollo de diques de cerramientos de embalses o similares, aprovechando las condiciones que se encuentran en el lugar de la obra, definiendo mediante una comparación técnico-económica las ventajas de utilizar un sistema o el otro.

Actualmente este dique se está construyendo en el embalse del P.H. Cariblanco a base de un material granular. Este es extraído de la cantera Maroto ubicada a 4 Km. de la obra, en la cual se da el proceso de extracción y quebrado del material. El diseño planteado por el ICE se basa en una sección piramidal de 12m de altura manejando taludes 2:1 y con una longitud de 340m, a base de un terraplén homogéneo de arena limosa con grava en donde el tamaño máximo de las partículas será de 100mm y con un filtro horizontal en el pie del talud a base de una arena gruesa con % pasando la malla #200 (abertura de 0.075mm) ≤ 2%, finos no plásticos y que cumplan con los requisitos de sanidad y granulometría de la norma ASTM C33-01.

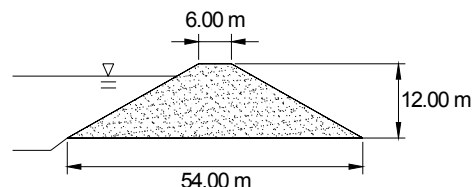


Figura 1. Sección transversal del dique en material granular para P.H. Cariblanco. (P.H. Cariblanco).

Tanto el fondo del embalse como sus paredes serán impermeabilizadas con una geomembrana de alta densidad la cual tendrá la función de impedir cualquier infiltración dentro del dique. Además las caras aguas abajo del dique se protegerán mediante la colocación una manta geosintética que se fija al talud y se rellena con materia orgánica. Posteriormente sobre esta se sembrará zacate.

Dentro de la estructura del terraplén se colocará cierta instrumentación como piezómetros para indicar los niveles y presiones del agua en el embalse, así como inclinómetros que indican cualquier desplazamiento en la estructura.

Se está manejando un volumen aproximado de 122,400.00 m³ de material compactado para la sección propuesta por ingenieros del ICE, además se están manejando valores de rendimiento de 1,100.00 m³/día colocados, lo que da un resultado de 4 meses y 21 días aproximados de duración de la obra. También se recopiló el dato del costo aproximado de la obra, el cual ronda los \$6.10 / m³ colocado, lo que da un total aproximado de \$746,640.00 para el volumen total.

Con toda esta información recopilada mediante visitas de campo e información suministrada por las oficinas de diseño del ICE, se planteó la obra en gaviones, la cual cumplirá la

misma función de mantener el agua embalsada que el dique original.

Los gaviones son paralelepípedos de forma rectangular de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla metálica tejida a doble torsión, las cuales se rellenan con cantos rodados o fragmentos de roca de dureza y peso apropiado.

Una de las características fundamentales de los gaviones es que con ellos se posibilita la construcción de macizos de gran volumen y peso, por consiguiente resistentes a ser desplazados por el flujo a partir de materiales de pequeñas dimensiones (piedras).

Otra propiedad fundamental de los gaviones es su deformabilidad. Esta obedece a que las piedras no están cementadas entre sí y pueden sufrir desplazamientos y rotaciones, por lo que las estructuras construidas con estos elementos se adaptan a las deformaciones del terreno de fundación. Esta característica los hace indicados en casos de terrenos de fundación compresibles y/o erosionables sin que se comprometa la seguridad de la obra. Al contrario de las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite acciones eficientes de recuperación.

Una de las ventajas importantes de las estructuras de gaviones es que se integran armoniosamente de forma natural a su entorno, permitiendo el crecimiento de vegetación conservando el ecosistema preexistente.

La construcción de gaviones es una operación simple que no requiere de equipos, ni de mano de obra especializada. Las mallas vienen plegadas y pesan entre 10 y 38 Kg. cada una, dependiendo de sus dimensiones y del calibre del alambre. Las herramientas necesarias son simples (cizallas, alicates, etc.), logrando altos rendimientos en la instalación. Una vez en sitio se arman y se rellenan con piedras o cantos rodados que muchas veces son extraídas del mismo lugar donde se efectúa la instalación reduciendo el costo final de la obra.

Además, por la naturaleza de los materiales que se emplean en los gaviones, permiten su construcción de manera manual o mecanizada en cualquier condición climática, ya sea en presencia de agua o en lugares de difícil acceso. Su construcción es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, del mismo modo, permite su

ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla.

Se hizo el diseño estructural de la estructura en gaviones. En este se analizó la estabilidad de la obra por deslizamiento en su base, por volcamiento y verificación de las presiones que llegan a la fundación, esto, tanto para la estructura en su altura total, como para cada camada de gaviones a cada metro, que en el análisis se llamó secciones intermedias. En este análisis se contemplaron todas las fuerzas que estaban afectando la estabilidad de la estructura como el empuje del agua embalsada y las fuerzas sísmicas tanto en el embalse como en la presa. Entre las fuerzas favorables a la estabilidad se tomaron el peso propio del muro así como el peso del agua sobre las gradas de los gaviones. Mediante una aplicación en excel se lograron determinar los factores de seguridad de la estructura para cada condición especial.

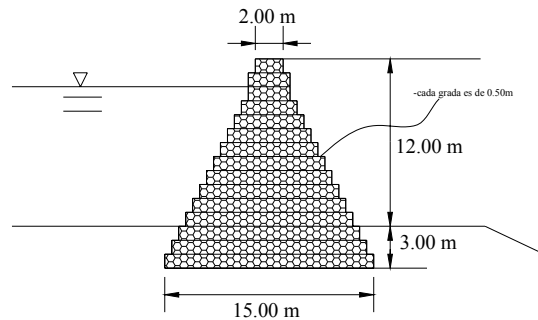


Figura 2. Sección propuesta de dique en gaviones.

También se consideró importante comparar los tiempos de ejecución de cada obra, por lo que mediante recopilación de información en campo se obtuvo la duración del dique en material granular. Haciendo uso del programa Microsoft Project se pudo plasmar la duración de una cuadrilla por día y mediante esto establecer una serie de rendimientos para así poder definir el número de cuadrillas necesarias y una duración total del proyecto.

Además se estableció como índice comparativo, el costo de cada proyecto. Este se obtuvo para ambos sistemas mediante información suministrada en el P.H. Cariblanco y

por el personal dedicado a la construcción de obras en gaviones.

Con toda la información recopilada y con base en los análisis y diseños realizados, se llegaron a varias conclusiones, entre ellas que la obra en gaviones requiere de un volumen de material de 41,480.00 m³ mientras que en material granular se requieren 122,400.00 m³ por lo que hay una disminución en la utilización de gaviones del 66.11%, lo que representa un menor impacto al ambiente ya que será menor el volumen de material que se extraería de la cantera. Además, la obra en gaviones representa un 40% menos de tiempo de ejecución: 3 meses aproximadamente, mientras que el dique en material granular se demoraría alrededor de 5 meses. Otro punto importante de mencionar es el del costo ya que, en este caso, la obra en gaviones sí resulta un 40.50% mas costosa que en material granular, lo que significaría \$1,049,000.00 contra \$746,640.00 respectivamente.

Con todos estos datos se puede concluir que la construcción de este tipo de obras en gaviones, es viable, siempre y cuando el factor tiempo de ejecución tenga prioridad sobre el costo de la obra.

Para la fundación de las presas de gaviones, es necesario excavar, tanto en la base como en las laderas, todos los suelos de baja densidad, la materia orgánica, los limos, las arenas finas erosionables, etc., hasta encontrar materiales adecuados para el apoyo de la presa, preferiblemente roca, grava densa o suelos cohesivos compactos.

Es de vital importancia que la presa quede bien empotrada lateralmente, a fin de evitar que sea rodeada por el flujo. Una práctica constructiva recomendable consiste en colocar un relleno de tierra en cada contacto presa-estribo (en el paramento de aguas arriba), a fin de dificultar el paso del agua por esta zona crítica y así darle seguridad a la obra.

Introducción

El P. H. Cariblanco se ubica en el distrito 14 (Sarapiquí) del cantón central de la provincia de Alajuela y aprovecha las aguas del río Sarapiquí. Se contará con dos turbinas tipo Francis, cuya capacidad de generación es de 80 MW.

En este proyecto se construirá un embalse cuya función principal es mantener retenido un volumen adecuado de agua y regular el caudal que llega a las turbinas de casa de máquinas, para así obtener una mayor eficiencia en la producción de electricidad.

En este embalse se construye un dique de cerramiento. Este se diseñó por parte del ICE, en un material granular compactado con una configuración piramidal. Esta obra es el tema principal de esta investigación. Partiendo de este diseño original y con base en las condiciones del sitio de la obra, se propone mediante un diseño, una estructura en gaviones que cumpla las mismas funciones de cerramiento.

Los gaviones son paralelepípedos de forma rectangular de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla metálica tejida a doble torsión. Estas se rellenan con cantos rodados o fragmentos de roca de dureza y peso apropiado. Los gaviones tienen varias ventajas en comparación con otros sistemas constructivos, entre ellos que se posibilita la construcción de macizos de gran volumen y peso, por consiguiente resistentes a ser desplazados por el flujo a partir de materiales de pequeñas dimensiones (piedras), otra ventaja es su deformabilidad, la cual obedece a que las piedras no están cementadas entre sí y pueden sufrir desplazamientos y rotaciones, por lo que las estructuras construidas con estos elementos se adaptan a las deformaciones del terreno de fundación. Además, se integran armoniosamente de forma natural a su entorno, permitiendo el crecimiento de vegetación conservando el ecosistema preexistente. Por las características de los gaviones, su construcción es una operación simple que no requiere de equipos, ni de mano de obra especializada y por la

naturaleza de los materiales que se emplean en los gaviones, permiten su construcción de manera manual o mecanizada en cualquier condición climática, ya sea en presencia de agua o en lugares de difícil acceso. Su construcción es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, del mismo modo, permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla.

Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación fue analizar la viabilidad de construir esta obra en gaviones, basándose en un análisis de costos y tiempo de ejecución. Los resultados obtenidos se compararon con los datos homólogos reales del proyecto del dique en material granular, con la intención de obtener las ventajas de cada solución constructiva.

Primero se hizo una descripción de cada sistema constructivo tanto de sus características de cimentación, tipos de materiales utilizados, diseño estructural, como de las fuerzas utilizadas en este, aspectos constructivos, etc.

Por último, se consideró que este informe será de mucha utilidad para el profesional en el análisis y evaluación de obras similares ya que contara con una base y un punto de comparación para los dos sistemas constructivos aquí mencionados.

Metodología

Para determinar los aspectos que intervienen en el diseño y proceso constructivo de un dique de cerramiento para un embalse, fue necesario utilizar una metodología de trabajo donde se complementaron la revisión bibliográfica y las visitas al sitio de la obra.

El procedimiento utilizado para desarrollar el presente trabajo se describe a continuación.

Revisión bibliográfica y visitas de campo

Se realizó una investigación bibliográfica sobre los principales libros, revistas y catálogos relacionados con el tema en estudio, información que fue combinada mediante visitas a la obra, las cuales fueron muy importantes pues se reflejaban muchos aspectos mencionados en la literatura.

Resultados

Mediante el uso de programas como Microsoft Excel y Microsoft Project, se obtuvieron resultados en cuantos a diseño estructural, programación de obra, costos, etc. Estos resultados sirvieron de base para poder compararlos con la obra original.

Análisis de resultados

Una vez teniendo toda la información del dique en construcción y de la propuesta en gaviones, se procedió a hacer un análisis comparativo entre ambos sistemas.

Aspectos generales del P. H. Cariblanco

El P.H. Cariblanco se ubica en el distrito 14 (Sarapiquí) del cantón central de la provincia de

Alajuela y aprovecha las aguas del río Sarapiquí. Se contará con dos turbinas tipo Francis, cuya capacidad de generación es de 80 MW.

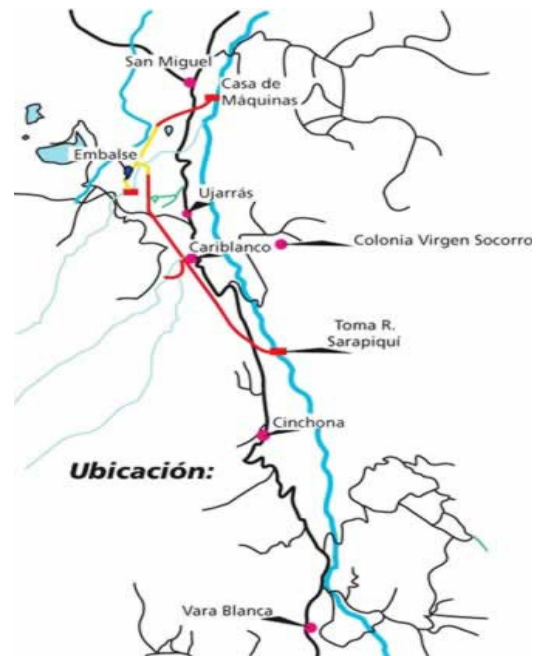


Figura 3. Detalle de ubicación de P. H. Cariblanco. (www.ice.go.cr).

Es importante mencionar que el embalse tendrá una capacidad de 330,000.00 m³ de agua embalsada y contará con un área de 48,000.00 m² entre el fondo del embalse y sus paredes (taludes). También para efectos del embalse se construirá un dique de cerramiento a base de material granular.

Presas de tierra

Las presas de tierra presentan varias ventajas con respecto a las presas de concreto o

mampostería, entre ellas que se pueden utilizar suelos que se pueden obtener de la misma zona ya sea naturales o mezclándolos con otro tipos de suelos de mejores características para mejorar sus propiedades. Además, este tipo de presas se pueden construir sobre suelos con capacidades de soporte bajas ya que las cargas que se transmiten a la fundación se distribuyen sobre un área mayor que en cualquier otro tipo de presa.

Tipos de presas de tierra

Las presas de tierra se construyen en dos tipos: homogéneas y zonificadas.

Presas homogéneas

Su estructura está formada en su totalidad o en un elevado porcentaje por un solo tipo de material. Generalmente por material compactado de baja permeabilidad, Figura 4.

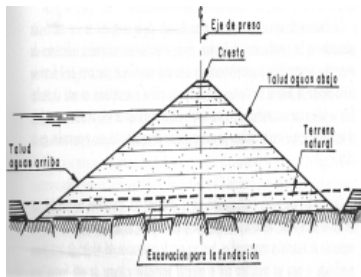


Figura 4. Sección transversal de una presa homogénea. (Suárez, 1993).

Presas zonificadas

Por lo general, están formadas por un núcleo central de material relativamente impermeable, constituido por algún suelo arcilloso confinado entre dos espaldones de materiales granulares permeables de naturaleza gravo-arenosa.

Los suelos del núcleo impermeable son de menor resistencia al corte y son los que evitan las filtraciones en el dique, los suelos de los espaldones son permeables y resistentes a la fricción por lo que se pueden utilizar taludes más inclinados. De esta manera se obtiene un menor volumen de material en la presa y, por ende, un menor costo de la obra. Figura 5.

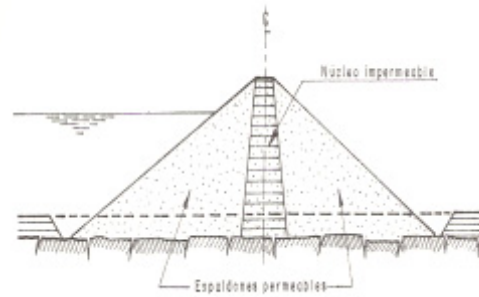


Figura 5. Sección transversal de una presa zonificada. (Suárez, 1993).

Por ventajas constructivas, siempre que sea posible es mejor utilizar la presa homogénea que la presa zonificada ya que al utilizar un solo tipo de material se minimiza el uso de equipo y control de campo. Esto va depender de la disponibilidad de material impermeable o semipermeable a distancias económicas de la obra.

Cuando solo existan en la cercanía de la obra materiales granulares permeables, es necesario transportar algún tipo de material impermeable, ya sea para formar el núcleo para una presa zonificada o para ser mezclado con el material existente y formar una presa homogénea siempre y cuando se cumpla con los requisitos de permeabilidad y se mantenga la función de retener el agua embalsada.

El dique que se construirá en P.H. Cariblanco es del tipo homogéneo a base de un terraplén de un mismo material. Este tiene una sección aproximada a la mostrada en la Figura 6 y cuenta con una longitud de 340m como se muestra en la Figura 7.

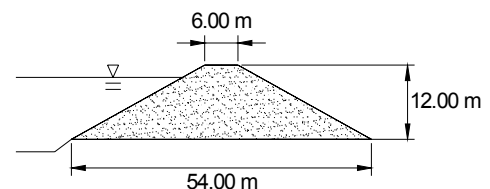


Figura 6. Sección transversal del dique para P.H. Cariblanco. (P.H. Cariblanco).

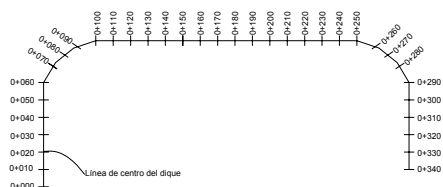


Figura 7. Vista en planta para P.H. Cariblanco. (P.H. Cariblanco).

Materiales utilizables en las presas de tierra

El cuadro 1 elaborado por Wagner en 1957, presenta la aptitud correlativa de los suelos, para ser utilizados en la construcción de presas y en el cuadro 2 se muestra la clasificación unificada de suelos.

Como se dijo los materiales por utilizar en la presa deben cumplir con cierto grado de permeabilidad, evitando pérdidas excesivas de agua que pueda afectar la estabilidad y funcionalidad de la obra. Estas filtraciones se originan en la parte inferior del talud aguas abajo cuando toda la presa está en un estado saturado, por lo que se debe tratar de que estas filtraciones sean mínimas y no haya erosión o arrastre del material de la presa. Figura 8.

Cuadro 1. Características de los suelos en relación a su uso en presas de tierra

| Símbolo del grupo | Propiedades más | | | | Grado de preferencia en presas de tierras compactadas (1=óptimo 14=indeseable) | | | |
|-------------------|-------------------------|--|---|---|--|-------------|-----------------|--|
| | Permeabilidad del suelo | Resistencia al corte del suelo compactado y saturado | Compresibilidad del suelo compactado y saturado | Trabajabilidad como material de terraplén | Homogéneas | Zonificadas | | Fundaciones (filtraciones sin importancia) |
| | | | | | | Núcleo | Espaldones | |
| GW | permeable | excelente | despreciable | excelente | | | 1 | 1 |
| GP | muy permeable | buena | despreciable | buena | | | 2 | 3 |
| GM | de semi a impermeable | buena | despreciable | buena | 2 | 4 | | 4 |
| GC | impermeable | buena a discreta | muy baja | buena | 1 | 1 | | 6 |
| SW | permeable | excelente | despreciable | excelente | | | 3 si es gravosa | 2 |
| SP | permeable | buena | muy baja | discreta | | | 4 si es gravosa | 5 |
| SM | de semi a impermeable | buena | baja | discreta | 4 | 5 | | 7 |
| SC | impermeable | buena a discreta | baja | buena | 3 | 2 | | 8 |
| ML | de semi a impermeable | discreta | media | discreta | 6 | 6 | | 9 |
| CL | impermeable | discreta | media | buena a discreta | 5 | 3 | | 10 |
| OL | de semi a impermeable | pobre | media | discreta | 8 | 8 | | 11 |
| MH | de semi a impermeable | discreta a pobre | elevada | pobre | 9 | 9 | | 12 |
| CH | impermeable | pobre | elevada | pobre | 7 | 7 | | 13 |
| OH | impermeable | pobre | elevada | pobre | 10 | 10 | | 14 |
| Pt | _____ | _____ | _____ | _____ | _____ | _____ | _____ | _____ |

Fuente: (Suárez, 1993)

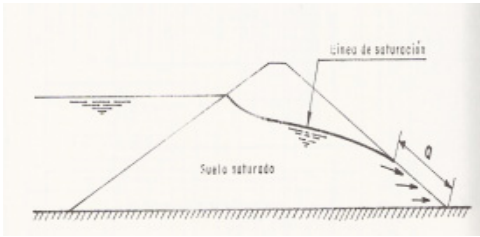


Figura 8. Saturación de una presa homogénea (Suárez, 1993).

Con el fin de evitar que las filtraciones se den y florezcan por la parte baja del talud, se construyen drenes internos formados por materiales permeables (gravas y arenas), que interceptan el flujo dentro del espaldón. En la Figura 9, se muestran los tipos de drenes que se pueden usar dependiendo de la disponibilidad de dicho material en las inmediaciones de la obra. Para que los drenes sean efectivos deben tener una permeabilidad al menos de 10 a 100 veces superior al del material predominante en el terraplén.

El dique de cerramiento para el embalse en estudio se construirá con un terraplén homogéneo a base de un solo tipo de material, una arena limosa (SM) con grava producto de la

excavación del embalse explotada integralmente, el tamaño máximo de las partículas será de 100mm.

Además, a este dique se le construirá un filtro o drenaje horizontal en la parte baja del talud, a base de una arena gruesa con % pasando la malla #200 (abertura de 0.075mm) \leq 2%, finos no plásticos y que cumplan con los requisitos de sanidad y granulometría de la norma ASTM C33-01. En esta zona de filtro se colocará un geotextil el cual cumplirá con las siguientes características:

- ✓ No tejido punzonado por aguja.
- ✓ Con una abertura aparente inferior a 0.21mm.
- ✓ Permeabilidad mayor a 1×10^{-4} m/s.
- ✓ Porosidad > 50%.
- ✓ Resistencia a la tensión \geq 700 N.
- ✓ Resistencia al estallido \geq 1300 Kpa.
- ✓ Resistencia al rasgado trapezoidal \geq 250 N.
- ✓ Resistencia a la costura \geq 630 N.
- ✓ Densidad entre 675 – 1500 g/m².
- ✓ El traslape entre geotextiles será 30 cm. mínimo.

Cuadro 2. Clasificación unificada de los suelos

| | S í m b o l o d e l G r u p o | N o m b r e s T í p i c o s |
|--|-------------------------------|---|
| Suelos de grano grueso. Más de la mitad del material es mayor que la criba No. 200. | G W | Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos o ningunos finos. |
| | G P | Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos o ningunos finos. |
| | G M | Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava-arena y limo. |
| | G C | Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava-arena y arcilla. |
| | S W | Arenas bien graduadas, arenas gravosas; con pocos o ningunos finos. |
| | S P | Arenas mal graduadas, arenas gravosas; con pocos o ningunos finos. |
| | S M | Arenas limosas, mezclas mal graduadas de arena y limo. |
| | S C | Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arena y arcilla. |
| Suelos de grano fino. Más de la mitad del material es menor que la criba No. 200. | M L | Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas limosas o arcillosas con ligera plasticidad. |
| | C L | Arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas. |
| | O L | Limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad. |
| | M H | Limos inorgánicos, suelos finos, arenosos o limosos, limos elásticos. |
| | C H | Arcillas inorgánicas de alta plasticidad. |
| | O H | Arcillas orgánicas de media a elevada plasticidad. |
| | P t | Turba y otros suelos muy orgánicos. |

Cualquier material no orgánico con una permeabilidad igual o menor a 10^{-3} cm/seg. (Cuadro 3) podría considerarse adecuado para la construcción de una presa homogénea de este tipo, dependiendo en definitiva la decisión de la hidrología.

Fundaciones

La mejor fundación sobre la que podría asentar una presa de tierra es la rocosa, muy común en río de montaña, ya que este material presenta resistencias al corte mucho mayores que los del terraplén, por lo que no se dan problemas de inestabilidad. En este tipo de fundaciones simplemente se hace una excavación del material aluvial superficial para descubrir la roca.

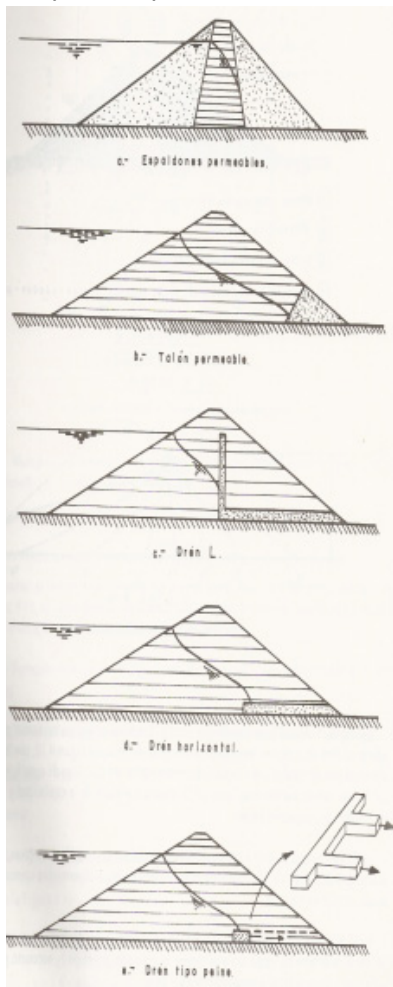


Figura 9. Formas de drenaje interno. (Suárez, 1993)

Otro tipo de materiales que se presentan en los ríos son los suelos de material granular como grava, arena, cantos rodados. Estos son adecuados para fundar una presa de tierra, ya que presentan parámetros de resistencia al corte, permeabilidad y compresibilidad similares a los del terraplén en la presa. Para fundar la presa sobre este tipo de material solo basta remover la capa superficial menos densa y todo tipo de material compresible y orgánico.

También podrían presentarse fundaciones de material limosos o arcillosos poco densos (OL, OH, MH, CH). Para estos se hace necesario la intervención de especialistas en el campo para que realicen ensayos, y con los resultados obtenidos de laboratorio y de campo, realizar un diseño seguro de la obra.

Los suelos con alto contenido orgánico, como la turba (Pt), no son adecuados para la fundación de presas a causa de su elevada compresibilidad y baja resistencia al corte. Estos suelos deben ser removidos completamente de la fundación o, de lo contrario, el sitio de presa debe ser descartado.

En cuanto a la permeabilidad de la fundación, siguiendo los mismos parámetros de los materiales para la presa, se consideran adecuados materiales con una permeabilidad igual o inferior a 10^{-3} cm/seg, no obstante, con estos valores no amerita tratamiento alguno de la fundación. Si existen valores inferiores a 10^{-3} cm/seg se debe recurrir a ciertos métodos de mejoramiento de la fundación como inyecciones de cemento o sustancias químicas, tablestacas, pilotes secantes, etc, pero este tipo de soluciones encarecerían mucho la obra hasta el punto de poder convertirla en no factible económicamente. En la práctica las soluciones más económicas que se usan son:

- La construcción de un dentellón relleno con materiales poco permeables y con una profundidad máxima inferior al 30-40% de la altura de la presa. Figura 10.a.
- La prolongación hacia aguas arriba del material impermeable o semipermeable de la presa, en forma de una carpeta sobre la fundación, la cual aumenta el recorrido de las filtraciones y disminuye el gradiente de las mismas. Figura 10.b.

Cuadro 3. Permeabilidades típicas de algunos suelos

| Tipo de suelo | K (cm/seg) |
|---|------------------------------|
| Gravas limpias. | 10^{-1} |
| Arenas limpias, gruesas. | $1-10^{-2}$ |
| Arenas limpias. Mezclas de gravas y arenas limpias. | $1-10^{-3}$ |
| Arenas finas. | $5 \times 10^{-2} - 10^{-3}$ |
| Arenas limosas. | $2 \times 10^{-3} - 10^{-4}$ |
| Limos. | $5 \times 10^{-4} - 10^{-5}$ |
| Arenas limo-arcillosas. | $10^{-4} - 10^{-7}$ |
| Arcillas. | Menor de 10^{-6} |

Fuente: (Suárez, 1993)

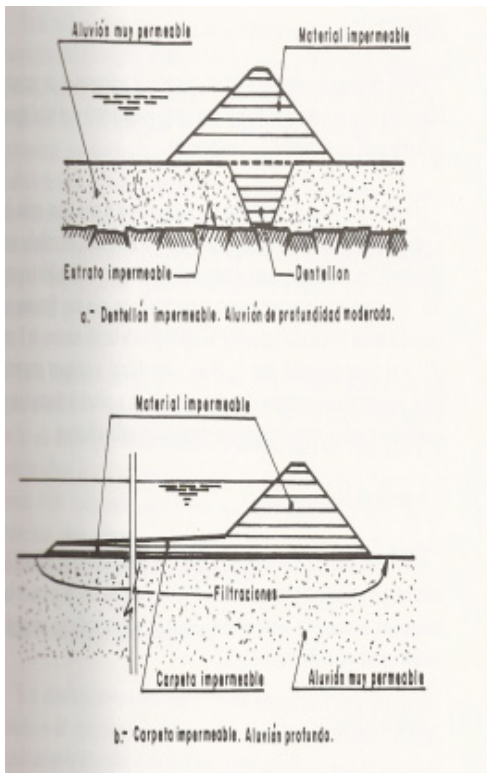


Figura 10. Formas prácticas de controlar las filtraciones bajo la presa. (Suárez, 1993).

Protección del talud aguas arriba

Generalmente, este tipo de talud no necesita ninguna protección, solo en los casos en que el

período de llenado del embalse es relativamente largo y cuando el talud esté conformado por materiales muy erosionables, como arenas finas, limos o arenas limosas, o cuando la obra se encuentre en una zona muy lluviosa, se recomienda colocar una capa de material grueso (3" max.) con un espesor entre 15 y 20 cm. Este dará una protección adecuada contra la erosión y evitará la desecación y agrietamiento superficial de aquellos terraplenes construidos con suelos cohesivos.

Todos los taludes internos así como el piso del embalse de P.H. Cariblanco serán revestidos mediante una geomembrana que tendrá la función de impermeabilizar e impedir las filtraciones internas de agua a través del dique. Las características o propiedades solicitadas para el proyecto son:

- ✓ Muy baja permeabilidad con valores de 10^{-11} a 10^{-12} cm/s.
- ✓ Láminas o membranas de polietileno de alta densidad HDPE.
- ✓ Alta durabilidad.
- ✓ Resistentes a la mayoría de los líquidos peligrosos y alta resistencia química.
- ✓ Resistentes a la radiación ultravioleta.
- ✓ Sistemas muy económicos comparados con las soluciones tradicionales de impermeabilización.
- ✓ Protegen el medio ambiente siendo barreras para el control de infiltraciones de contaminantes en el subsuelo y en las fuentes de agua subterránea.

Protección del talud aguas abajo

El talud aguas abajo de la presa puede ser protegido de los efectos erosivos de la lluvia, la desecación y el agrietamiento superficial mediante la colocación de una capa de grava. También este talud puede ser protegido mediante la siembra de hierba.

En el caso de P.H. Cariblanco se protegerá el talud aguas a bajo del dique mediante colocación de un manta geosintética fijada al talud, rellena con materia orgánica y sobre la cual se sembrará zacate.

Cresta de la presa

El ancho de la corona depende principalmente de los materiales que se utilicen, de la altura del terraplén, de la posible necesidad de utilizarla como una vía de circulación y por supuesto, de su factibilidad para construirla y de la maquinaria disponible. Se sugiere en forma empírica que el ancho de la corona, para presas de tierra, sea como mínimo:

$$w = z/5 + 10 \quad (\text{Lepe: 1983}).$$

En donde:

w: ancho de la corona en pies.

z: altura máxima de la presa en pies medida desde el fondo.

Generalmente y por aspectos de facilidad constructiva se manejan anchos de cresta mayores a 4m, con una pendiente hacia el talud aguas arriba del 2% para favorecer el drenaje de la cresta.

Igual que en los taludes, la cresta también se puede recubrir con una capa de grava para evitar la erosión, la desecación y el agrietamiento del terraplén o del núcleo de la presa, cuando él esté constituido por materiales cohesivos.

La cresta del dique del embalse de P.H. Cariblanco se manejó de 6m de ancho, lo que supera los valores mínimos recomendados.

Pendientes de los taludes

En el cuadro 4 se presentan ciertos valores de pendientes de los taludes para presas pequeñas sobre fundaciones estables.

En el dique que se construye se manejan taludes 2:1 tanto para aguas arriba como para aguas abajo.

Cuadro 4. Pendientes recomendadas de los taludes

| Tipo de presa | Tipo de suelo en el terraplén | | Pendiente del talud | |
|---------------|---|---------------------------------|---------------------|-------------|
| | Espaldones | Núcleo | Aguas arriba | Aguas abajo |
| Zonificada | Roca, GW, GP, SW o SP (gravosas) | GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH. | 2 : 1 | 2 : 1 |
| Homogénea | Roca, GW, GP, SW, SP, GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH. | | 2:1 | 2:1 |
| | | | 2-3:1 | 2:1 |
| | | | 3,5:1 | 2,5:1 |
| | | | 4:1 | 2,5:1 |

Fuente: (Suárez, 1993)

El bordo libre

El bordo libre normal es la distancia vertical entre la corona y el nivel normal de agua dentro de la presa. El bordo libre mínimo es la diferencia entre la corona y el nivel máximo de agua esperado. Su objetivo es evitar el desbordamiento por el efecto de las olas u otros factores que incrementen el nivel de agua en forma violenta. Además proporciona un factor de seguridad contra un asentamiento de la presa mayor al previsto, al mal funcionamiento del vertedor o a diferencias de niveles producto de problemas constructivos.

Las distancias recomendadas de bordo libre se muestran en el cuadro 5, donde Fetch es la distancia con la que el viento puede actuar sobre una masa de agua.

Cuadro 5. Distancias de bordo libre.

| Fetch, en Km | Bordo libre normal en metros | Bordo libre mínimo en metros |
|-------------------|------------------------------|------------------------------|
| Menor de 1.6..... | 1.2 | 0.9 |
| 1.6..... | 1.5 | 1.2 |
| 4.0..... | 1.8 | 1.5 |
| 8.0..... | 2.4 | 1.8 |
| 16.0..... | 3.0 | 2.1 |

Fuente:(Suárez, 1993)

Aspectos constructivos

Inicialmente, deben realizarse las labores de deforestación, remoción de la capa de suelo vegetal, excavación de barro y suelos pocos densos no aptos para la fundación para la presa. Posteriormente, debe realizarse una excavación final, a mano, de los materiales sueltos que quedan sobre una fundación rocosa, después de efectuada la excavación mayor a máquina. Además, debe realizarse una limpieza final de la superficie de la roca mediante chorros de agua a presión antes de la colocación de la primera capa de material del terraplén de la presa.

Una vez preparada la fundación se da inicio a la construcción del terraplén de la presa.

Las actividades que se realizan son las siguientes:

1. Excavación y preparación del material en los préstamos

Una vez deforestadas y limpiadas las áreas de préstamo, se procede a la excavación del material.

Para el embalse del P.H. Cariblanco se habilitó una cantera y un quebrador denominada Cantera Maroto. Este se encuentra ubicado a 4km de distancia de la zona de construcción del embalse, del cual se extraen los materiales necesarios para la construcción de dicho embalse.

Antes de transportar el material a la presa, este debe ser humedecido o secado dependiendo de su humedad natural, de forma que cuando llegue a la presa tenga una humedad aproximadamente igual a la óptima, correspondiente a la densidad máxima del ensayo Proctor. Cuando el material tiene una humedad natural inferior a la óptima (caso más común) se procede al regado del mismo después de ser excavado y mezclado para así lograr una buena distribución de la humedad. El mezclado se hace con equipos llamados rastras, los cuales consisten en una serie de discos de acero paralelos que al ser arrastrados por un tractor sobre el material previamente excavado, penetran en él desmenuzándolo y mezclándolo. El regado y el mezclado se repite las veces que sea necesario para alcanzar la humedad óptima antes de llevar el material a la presa.

Si el material tiene una humedad natural superior a la óptima debe ser secado, lo cual se hace normalmente escarificándolo y dejándolo expuesto al sol y al aire el tiempo necesario. El secado del material siempre es una operación más lenta y complicada que el humedecimiento, llegándose incluso, en algunos casos, a descartar un préstamo por esta razón.

2. Transporte del material

Una vez preparado el material en el préstamo en la forma indicada, es cargado y transportado a la presa. El transporte puede hacerse mediante camiones de volteo.

Las labores de transporte de los diferentes materiales desde los préstamos a la presa tienen una incidencia importante en el costo total de la obra. Como regla general deben utilizarse, en la medida de lo posible los préstamos más cercanos al sitio de la presa.

3. Colocación y conformación del material en el terraplén

Los materiales transportados a la presa son descargados y extendidos en su posición final en el terraplén. Los camiones descargan el material por la parte posterior mediante el volteo.



Figura 11. Maquinaria utilizada en construcción de dique para el embalse (P. H. Cariblanco).

Una vez descargado el material se procede a su conformación. Esta consiste en extenderlo de manera uniforme, en forma de capas que tienen generalmente un espesor comprendido entre 20 y 30 cm en el caso de suelos arcillosos, entre 30 y 50 cm en materiales permeables granulares (grava, arena) y entre 80 y 120 cm en enrocados. La conformación en capas de espesores constantes tiene por objeto uniformizar el material para la compactación.

Antes de compactar la capa se hacen los ajustes finales de la humedad (si ello es necesario), requiriéndose a veces un riego complementario y el mezclado del material en el terraplén para alcanzar la humedad óptima.

Para el terraplén homogéneo del embalse del P.H. Cariblanco se especifica colocarlo en capas de 40 cm de espesor compactadas, con un contenido de humedad de 0 a +3% de la óptima y con una densidad mínima del 95% de la densidad máxima según Proctor Estándar.

4. Compactación

La compactación es el proceso de densificación (apisonado) de los suelos que constituyen el terraplén de la presa. Esta se efectúa por medios mecánicos y consiste en lograr una mayor proximidad e imbricación de las partículas sólidas.

Las presas de tierra se compactan para:

- ✓ Mejorar las propiedades mecánicas del terraplén, básicamente para aumentar la densidad γ_d , el ángulo de fricción Φ y la cohesión C .
- ✓ Homogeneizar el material, evitando la presencia de zonas débiles poco densas e incluso la existencia de cavidades que podrían propiciar la erosión interna o tubificación de la presa.
- ✓ Disminuir la permeabilidad del terraplén. Al pasar de una densidad seca del 95% al 98% de la máxima Proctor, se logra disminuir en 100 veces la permeabilidad de algunos materiales.
- ✓ Reducir el volumen de la presa. Los terraplenes compactados permiten utilizar taludes estables más inclinados que en el caso de suelos sueltos, por lo que las presas compactadas ocupan un espacio menor.

La compactación consiste en apisonar el material aplicándole una carga repetida. Esto se efectúa utilizando diferentes equipos. Los equipos de compactación que se utilizan en las presas son del tipo rodante (excepto los equipos pequeños manuales), tienen un peso de varias toneladas y pueden actuar sobre el relleno estática o dinámicamente (equipos vibratorios).

5. Forma de construcción

El terraplén de la presa se construye mediante la colocación y compactación de capas sucesivas de material. Estas son sensiblemente horizontales, con una pequeña pendiente transversal al eje longitudinal de la presa para facilitar el drenaje del agua de lluvia.

En las presas zonificadas el terraplén se va construyendo de manera simultánea en los distintos materiales integrantes del mismo (núcleo, transiciones, espaldones), subiendo la presa uniformemente con tan solo pequeñas diferencias de altura entre los distintos materiales.

La compactación debe ser especialmente cuidadosa en el contacto del terraplén con los estribos, para evitar zonas débiles, poco densas, que propicien las filtraciones. Es recomendable

efectuar una compactación complementaria en estos contactos utilizando equipos livianos como vibroapisonadores.

Gaviones

Los gaviones son paralelepípedos de forma rectangular de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla metálica tejida a doble torsión, las cuales se rellenan con cantos rodados o fragmentos de roca de dureza y peso apropiado.

Una de las características fundamentales de los gaviones es que con ellos se posibilita la construcción de macizos de gran volumen y peso, por consiguiente resistentes a ser desplazados por el flujo, a partir de materiales de pequeñas dimensiones (piedras).

Otra propiedad fundamental de los gaviones es su deformabilidad. Esta obedece a que las piedras no están cementadas entre sí y pueden sufrir desplazamientos y rotaciones, por lo que las estructuras construidas con estos elementos se adaptan a las deformaciones del terreno de fundación. Esta característica los hace indicados en casos de terrenos de fundación compresibles y/o erosionables sin que se comprometa la seguridad de la obra. Al contrario de las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite acciones eficientes de recuperación.

Una de las ventajas importantes de las estructuras de gaviones es que se integran armoniosamente de forma natural a su entorno, permitiendo el crecimiento de vegetación y conservando el ecosistema preexistente.

La construcción de gaviones es una operación simple que no requiere de equipos, ni de mano de obra especializada. Las mallas vienen plegadas y pesan entre 10 y 38 Kg. cada una, dependiendo de sus dimensiones y del calibre del alambre. Las herramientas necesarias son simples (cizallas, alicates, etc.), logrando altos rendimientos en la instalación. Una vez en sitio se arman y se rellenan con piedras o cantos rodados que muchas veces son extraídas del mismo lugar donde se efectúa la instalación reduciendo el costo final de la obra.

Además, por la naturaleza de los materiales que se emplean en los gaviones, permiten su construcción de manera manual o

mecanizada en cualquier condición climática, ya sea en presencia de agua o en lugares de difícil acceso. Su construcción es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, del mismo modo, permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla.

Tipos de gaviones

Existen gaviones tipo caja y tipo colchón. Estos como ya se mencionó, son paralelepípedos rectangulares que forman una base, paredes verticales y una tapa, Figura 12.

Se suelen llamar tipo caja a aquellos cuya altura fluctúa entre 0.50m-1.00m y tipo colchón a aquellos cuya altura fluctúa entre 0.17m-0.30m. Interiormente los gaviones pueden estar divididos por diafragmas formando celdas cuya longitud no debe ser mayor a una vez y media el ancho de la malla. Usualmente esta separación es de 1m.

Existe un tercer tipo de gavión denominado saco utilizado principalmente en obras de emergencia o en lugares donde no es posible realizar una instalación en condiciones óptimas. A diferencia de los gaviones tipo caja o colchón, los gaviones saco se arman fuera de la obra y con maquinaria pesada se colocan en su posición final.

Las mallas comúnmente utilizadas en los gaviones tienen forma hexagonal y los alambres se unen entre sí enlazándolos mediante tres medios giros, lo que se conoce como doble torsión.

Las aberturas más empleadas en las mallas son las siguientes: véase Figura 13.

- ✓ Malla 6 x 8, D=6cm.
- ✓ Malla 8 x 10, D=8cm.

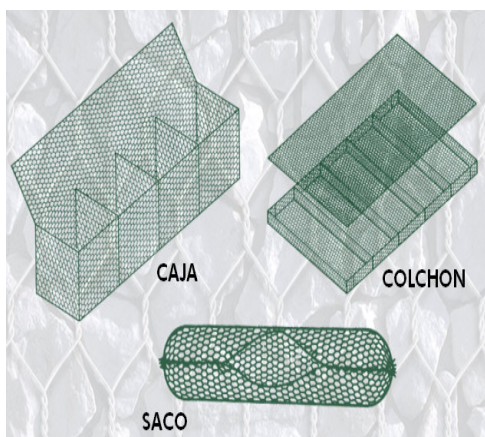


Figura 12. Tipos de gaviones. (Cortesía de Gaviones Bekaert).

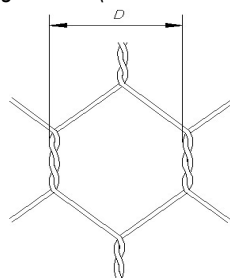


Figura 13. Abertura hexagonal de la malla gavión. (Cortesía de Gaviones Bekaert).

Las dimensiones de los gaviones son:

Cuadro 6. Dimensiones gaviones tipo caja

| Largo (m) | Ancho (m) | Alto (m) | Nro. De Diafragmas | Volumen (m ³) |
|-----------|-----------|----------|--------------------|---------------------------|
| 1,50 | 1,00 | 1,00 | 0 | 1,50 |
| 2,00 | 1,00 | 0,50 | 1 | 1,00 |
| 2,00 | 1,00 | 1,00 | 1 | 2,00 |
| 3,00 | 1,00 | 1,00 | 2 | 3,00 |
| 4,00 | 1,00 | 1,00 | 3 | 4,00 |
| 5,00 | 1,00 | 1,00 | 4 | 5,00 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Cuadro 7. Dimensiones gaviones tipo colchón

| Largo (m) | Ancho (m) | Alto (m) | Nro. De Diafragmas | Volumen (m ³) |
|-----------|-----------|----------|--------------------|---------------------------|
| 4,00 | 2,00 | 0,17 | 3 | 1,36 |
| 4,00 | 2,00 | 0,23 | 3 | 1,84 |
| 4,00 | 2,00 | 0,30 | 3 | 2,40 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Cuadro 8. Dimensiones gaviones tipo saco

| Largo (m) | Diámetro (m) | Nro. De Diafragmas | Volumen (m ³) |
|-----------|--------------|--------------------|---------------------------|
| 3,00 | 0,65 | 0 | 1,00 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Carbono: % C 0.06-0.10.

Fósforo: % P máx. 0.4.

Azufre: % S máx. 0.05.

Los alambres que se usan para la fabricación, armado e instalación de los gaviones deben ser de acero de calidad SAE 1008, de acuerdo a las siguientes especificaciones:

Material Base

Los diámetros utilizados en la fabricación de gaviones se muestran en los siguientes cuadros:

Cuadro 9. Diámetro de los alambres para gaviones tipo caja

| Tipo de alambre | Recubrimiento metálico diámetro (mm) | | Recubrimiento PVC diámetro (mm) |
|---------------------------------|--------------------------------------|------|---------------------------------|
| | Tipo de malla 8x10 cm | | |
| Alambre de malla | 2,40 | 2,70 | 3,50 |
| Alambre de borde | 3,00 | 3,40 | 4,10 |
| Alambre para amarres y tensores | 2,20 | 2,20 | 3,50 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Cuadro 10. Diámetro de los alambres para gaviones tipo colchón

| Tipo de alambre | Recubrimiento metálico diámetro (mm) | | Recubrimiento PVC diámetro (mm) |
|---------------------------------|--------------------------------------|-----------|---------------------------------|
| | Tipo de malla | | |
| | 6 x 8 cm | 8 x 10 cm | 8 x 10 cm |
| Alambre de malla | 2,20 | 2,70 | 3,50 |
| Alambre de borde | 2,70 | 3,40 | 4,10 |
| Alambre para amarres y tensores | 2,20 | 2,20 | 3,50 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Cuadro 11. Diámetro de los alambres para gaviones tipo saco

| Tipo de alambre | Recubrimiento metálico diámetro (mm) | |
|---------------------------------|--------------------------------------|------|
| | Tipo de malla 8x10 cm | |
| Alambre de malla | 2,40 | 2,70 |
| Alambre de borde | 3,00 | 3,40 |
| Alambre para amarres y tensores | 2,20 | 2,20 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Esta malla debe tener una resistencia a la tracción entre 38 y 50 kg/mm². La malla se galvaniza, recubriéndola con zinc en caliente. Esto se efectúa fundiendo el zinc con el acero del alambre para así obtener una buena adherencia. Los tipos de recubrimiento metálico son:

- ✓ Galvanización pesada o "triple galvanizado": recomendado para el caso de corrosión y abrasión sobre todo en medios acuosos.
- ✓ 95 % Zinc + 5 % Al: recomendado en casos de corrosión atmosférica.

- ✓ Plastificado: el cual consiste en un recubrimiento de PVC adicional a los tipos mencionados anteriormente, cuando se requiere una protección contra agentes corrosivos severos, el espesor mínimo para el PVC es de 0.38mm.

El peso mínimo del recubrimiento metálico es de acuerdo al mostrado en el siguiente cuadro:

Cuadro 12. Peso mínimo del recubrimiento metálico

| Diámetro del alambre (mm) | Mínimo peso del revestimiento "triple galvanizado" (gr-Zn/m ²) | Mínimo peso del revestimiento "95% Zinc + 5% Al"(gr-Zn+Al/m ²) |
|---------------------------|--|--|
| 2,20 | 240 | 244 |
| 2,40 | 260 | 244 |
| 2,70 | 260 | 244 |
| 3,00 | 275 | 244 |
| 3,40 | 275 | 244 |
| 3,90 | 290 | 244 |

Fuente:(Prodac, GAVIONES BEKAERT)

Proceso constructivo

Las mallas proceden plegadas de la fábrica, para facilitar el transporte en paquetes que contienen varias unidades. Para la elaboración de los gaviones deben llevarse a cabo los siguientes pasos:

1. Desplegar las mallas sobre una superficie plana del terreno. Los alambres que forman los marcos exteriores de las mallas desplegadas son generalmente de un calibre inmediatamente superior al del alambre de la malla. Figura 14.

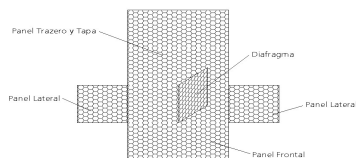


Figura 14. Malla desplegada. (Cortesía de Gaviones Bekaert).

2. Ensamblar la malla, doblando sus aristas en la forma indicada en la Figura 15, dejando la tapa superior .

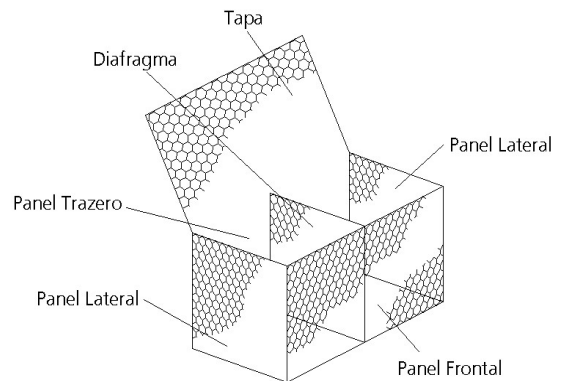


Figura 15. Malla armada. (Cortesía de Gaviones Bekaert).

Las uniones de las caras de la malla se hacen amarrando fuertemente los bordes con alambre galvanizado de 2.2mm de diámetro. El

amarre se hace “cosiendo” las aristas de manera continua y dando una doble vuelta al alambre cada 10 cm, Figura 16. La cantidad estimada de alambre que se utiliza en las ligaduras y tirantes es del 8% para los gaviones de 1m de altura y del 6% para los de 0.50m de altura en relación con el peso de estos. Cuando se utilizan mallas galvanizadas y plastificadas, el alambre para las costuras y tirantes también debe ser galvanizado y plastificado, pues, de lo contrario, sería el eslabón más débil respecto a la corrosión.

3. El gavión se coloca en su posición definitiva y se amarra a las aristas de los gaviones adyacentes elaborados previamente de la manera indicada en el párrafo anterior. Al amarrar todas las aristas de los diferentes gaviones entre sí, se obtiene una estructura monolítica que resiste en conjunto las solicitaciones a las que está sometida, de manera que los diferentes gaviones trabajen solidariamente.

Para facilitar la unión de los diferentes gaviones entre sí, es recomendable trabajar por grupos de gaviones, amarrando sus aristas aun cuando las mallas están vacías. Una fuerte unión entre los diferentes gaviones es indispensable para que la obra pueda tolerar deformaciones, sin comprometer su estabilidad.

4. Durante el llenado de los gaviones es necesario colocar en el interior de estos una serie de tirantes cuya función es lograr que las caras opuestas de las mallas sean solidarias entre sí, y evitar que al deformarse aparezcan “abultamientos” excesivos en las superficies, con la consiguiente aglomeración de piedras.

Los tirantes son trozos de alambre galvanizado, igual al utilizado en la costura de las aristas que se atan a la malla. Es conveniente amarrar los tirantes abarcando varios hexágonos de la malla. Figura 16.

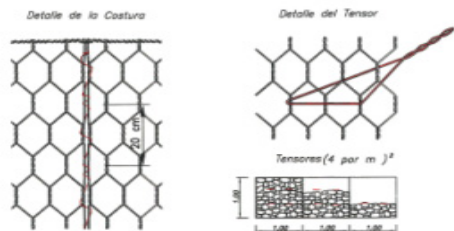


Figura 16. Detalle de amarre y de los tirantes. (Cortesía de Gaviones Bekaert).

Los tirantes horizontales se colocan en planos separados 1/3 de la altura del gavión, es decir, 33cm en los gaviones de 1 m de altura, Figura 17. En los gaviones de 0.50m de altura se colocan en un plano horizontal medio (a 25cm de la base). La separación horizontal entre estos tirantes suele ser de 70 a 80 cm, y los de un plano horizontal se intercalan con los del siguiente. Las longitudes de los tirantes deben ser del 3 al 4% inferiores a las distancias entre las caras a las que se amarran.

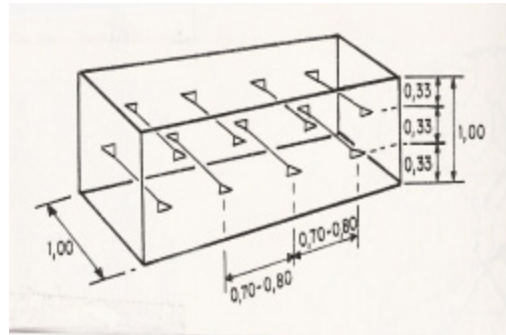


Figura 17. Detalle de tirantes horizontales. (Suárez, 1993)

En los gaviones de 1 m de altura que ocupan los extremos de una hilada, se acostumbra a colocar tirantes diagonales que amarran las caras verticales contiguas para evitar deformaciones excesivas en las mismas, Figura 18. Para dar más resistencia al gavión, se colocan diafragmas verticales cada metro, como elementos separadores y de amarre de las caras opuestas. Los diafragmas se cosen con alambre a las superficies a las que van unidos, según el procedimiento descrito.

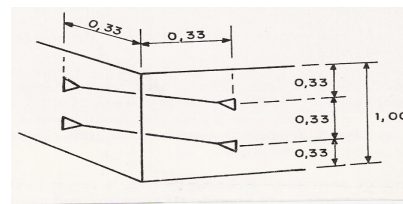


Figura 18. Detalle de tirantes horizontales. (Suárez, 1993).

5. Rellenar los gaviones con las piedras. La operación de llenado de los gaviones se hace conjuntamente con la instalación de los tirantes y diafragmas, es decir, se colocan piedras hasta alcanzar el primer plano de tirantes, se colocan y

amarran los tirantes y se siguen colocando piedras.

la misma con alambre, de acuerdo con el procedimiento antes indicado.

6. Una vez lleno de piedras el gavión, se procede a cerrar la tapa superior y a coser los bordes de



Figura 19. Proceso constructivo de los gaviones. (Suárez, 1993).

Material de relleno de los gaviones

Para el relleno de los gaviones se utilizan cantos rodados que se obtienen del cauce y sus márgenes o roca de cantera. La existencia de estos materiales hace que los costos reduzcan notablemente, en contraposición con aquellas situaciones en las que es necesario explotar una cantera.

Para que las piedras no se salgan de las mallas, deben tener dimensiones en todos los

sentidos al menos 1.5 veces mayores que la abertura de la malla, en especial para las piedras exteriores que están en contacto con ella. Las piedras interiores pueden tener tamaños menores. En vista de que las mallas para gaviones tienen aberturas de 8 x 10 cm, las piedras exteriores deben tener dimensiones mínimas de 12 a 15cm, y de 9 a 12cm para el caso de la abertura de 6 x 8 cm.

Las presas de gaviones son estructuras de gravedad en las que la principal fuerza resistente es su propio peso, en consecuencia, interesa que este sea lo más grande posible para un volumen

de presa determinado, por lo que se utilizarán preferiblemente rocas densas. En el siguiente cuadro aparecen los pesos específicos de varios tipos de rocas.

Cuadro 13. Pesos específicos de diferentes materiales de relleno

| M a t e r i a l | P e s o e s p e c í f i c o (T o n / m ³) |
|-------------------|---|
| Granito | 2,4 - 3,0 |
| Basalto | 2,8 - 3,0 |
| Caliza muy dura | 2,6 - 2,7 |
| dura | 2,4 - 2,5 |
| semidura | 1,9 - 2,3 |
| blanda | 1,5 - 1,8 |
| Mármol y dolomita | 2,5 - 2,9 |
| Cuarcita | 2,2 - 2,8 |
| Arenisca | 1,9 - 2,6 |
| Toba | 1,6 - 1,8 |
| Geneiss granítico | 2,5 - 2,8 |
| Esquisto | 2,0 - 2,6 |

Fuente:(Suárez, 1993)

Las rocas de relleno, además de lo más densas que sea posible obtener, deben ser preferiblemente resistente a los impactos y a las acciones químicas y atmosféricas. A este respecto, la utilización de cantos rodados en el relleno de los gaviones representa una mayor garantía, ya que al rodar y chocar con otras piedras en el torrente, han sido sometidos por la naturaleza a una prueba de resistencia, en la que se han eliminado sus partes más débiles.

Las piedras en contacto con las mallas deben ser las de mayor tamaño y preferiblemente de formas redondeadas. Estas piedras deben acomodarse cuidando de no dañar el recubrimiento galvanizado de los alambres, evitando descargarlas en forma violenta, además del roce y los golpes. No deben quedar aristas vivas en contacto con la malla.

En los gaviones superiores (los que no tienen otro gavión encima), se evitará colocar en la última capa del relleno piedras pequeñas. Estas piedras deberán cumplir con los tamaños antes

indicados para el material de relleno en contacto con las mallas.

El peso unitario del gavión es función del peso específico del material de relleno y de su porosidad. La Ecuación 1 permite calcular el peso unitario seco γ_g del gavión:

$$\gamma_g = \gamma_r / (1 + e) \quad \text{Ecuación 1.}$$

Siendo:

e: relación de vacíos = V_v/V_r .

V_v : volumen de vacíos (m^3).

V_r : volumen de sólidos (relleno) (m^3).

γ_r : peso específico de los sólidos (relleno) (Ton/m^3).

Utilizando en lugar de la relación de vacíos e, la porosidad n, se tiene:

$$\gamma_g = \gamma_r (1 - n) \quad \text{Ecuación 2.}$$

Siendo:

n: porosidad = V_v/V .

V: Volumen total del relleno (m^3).

También se cumple que:

$$e = n / (1 + n) \quad \text{Ecuación 3.}$$

Como valor orientativo, cuando no se disponga de datos, se puede tomar n:0.30, o lo que es igual e: 0.23.

La porosidad es directamente proporcional al tamaño de los bloques del relleno, por lo tanto para obtener el mayor peso de un gavión se deben utilizar rocas lo mas pequeñas que sea posible, o lo que es aun mejor, rocas bien gradadas dentro de un cierto rango de tamaños, de manera que las más pequeñas ocupen parte de los vacíos que dejan las más grandes, aunque siempre teniendo en cuenta las limitaciones que impone la abertura de la malla seleccionada. Tal como se indicó anteriormente, es una práctica común utilizar las rocas más grandes (al menos 1.5 veces mayores que las aberturas de la malla) en las caras exteriores y utilizar rocas de menor tamaño en la parte central del relleno.

Presas de gaviones

Las presas de gaviones están indicadas en aquellos casos en que se prevean asentamientos en las fundaciones, los cuales en la práctica no afectan o afectan poco a estas estructuras, a causa de su naturaleza flexible. También se utilizan las presas de gaviones en sitios remotos, de difícil acceso, o donde no se dispone de mano de obra especializada y existen cantos rodados o roca de cantera.

Tipos de presas de gaviones

En cuanto a la forma de las presa de gaviones, se distinguen básicamente tres tipos:

1. Escalonadas aguas abajo

Estas presas tienen el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo escalonado, Figura 20.



Figura 20. Presa escalonada aguas abajo. (Suárez, 1993).

La ventaja de este tipo de presa es que el flujo que vierte sobre el aliviadero va disipando su energía gradualmente a medida que choca con los diferentes escalones. Es recomendable calcular la trayectoria del chorro ya que para caudales elevados, del orden del caudal de diseño del aliviadero, la lámina podría saltar varios escalones. La ventaja de esta disipación gradual de la energía es que se traduce en una

disminución de las obras de protección al pie de la presa, e incluso en su eliminación total.

Este tipo de presa se puede utilizar en aquellos cursos de agua en los que los sedimentos sean finos (arcilla, limo, arena) y no abrasivos, de manera que no se produzcan desgaste en los escalones a causa de los choques de las partículas. En los torrentes que transportan grava, cantos rodados y peñones, se corre el riesgo de que los escalones se destruyan en corto tiempo.

En los torrentes que transportan sedimentos finos, no abrasivos no es necesario proteger la malla de la sección vertedora ni la de las superficies horizontales de los escalones. En los casos en que exista transporte de grava y materiales gruesos, la sección vertedora y las superficies horizontales de los escalones deben protegerse recubriendo la malla con una capa de concreto o mortero, Figura 21.

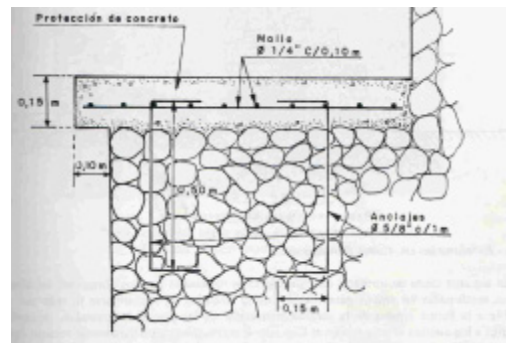


Figura 21. Detalle de protección de los escalones (Suárez, 1993)

La presa escalonada aguas abajo es la que más se asemeja a la sección de gravedad más eficiente para resistir los empujes, por lo que representa el menor volumen de materiales de construcción y, en consecuencia, es la más económica.

2. Escalonadas aguas arriba

Cuando la corriente transporta abundantes materiales gruesos (grava, cantos rodados, etc.) o materiales angulares abrasivos, es conveniente evitar que estos cuerpos choquen con el paramento aguas abajo de la presa y lo dañen. En estos casos se podría producir un desgaste acelerado, incluso si se utilizan las protecciones de concreto. El desgaste de los escalones aguas

abajo podría terminar por arruinar la obra en un cierto tiempo, función del caudal sólido del torrente. En estos casos frecuentes en ríos y torrentes de montaña, lo más conveniente es construir la presa con el paramento de aguas abajo vertical y el de aguas arriba escalonado, Figura 22.

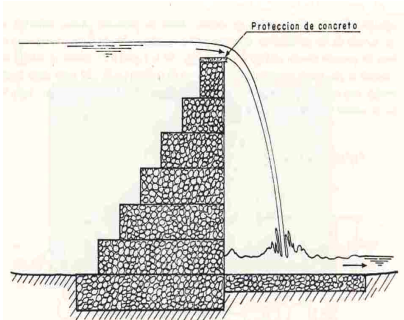


Figura 22. Presa escalonada aguas arriba. (Suárez, 1993).

3. Escalonadas en ambos paramentos

En algunos casos de torrentes con transporte de materiales gruesos abrasivos, se utilizan presas escalonadas en ambos paramentos, con la finalidad de aproximarse lo más posible a la forma óptima de la sección transversal de las presas de gravedad, la cual corresponde a un paramento vertical aguas arriba, e inclinado aguas abajo, Figura 23. En estos casos los escalones del paramento de aguas abajo no deben proyectarse fuera de una línea con pendiente 0.20 : 1, esto para evitar el impacto de las piedras contra el paramento aguas abajo de la presa, la experiencia ha demostrado que con esta pendiente no ocurren daños de importancia.

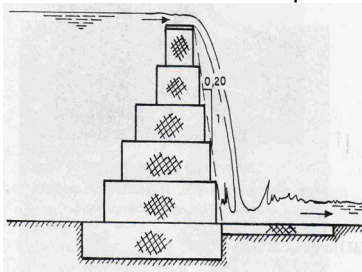


Figura 23. Presa escalonada en ambos paramentos. (Suárez, 1993).

La presa que se propone en gaviones en comparación con la de material granular es del tipo escalonada en ambos paramentos. Esta servirá únicamente de cerramiento del embalse y no habrá un vertedero sobre la misma, por lo que no existirá ningún tipo de protección de los escalones ni en el pie de la presa de aguas abajo.

Fuerzas actuantes en la presa

Las fuerzas que actúan sobre una presa de gravedad pueden dividirse en dos grupos, según el efecto que tenga sobre su estabilidad:

*Desfavorables a la estabilidad

E_h : Empuje horizontal del agua en el paramento de aguas arriba.

E_{sed} : Empuje horizontal del sedimento en el paramento aguas arriba.

U : Subpresión en la base de la presa o en una sección intermedia.

S_h, S_v : Fuerzas sísmicas en la presa.

S_e : Fuerza sísmica en el embalse.

F_s : Fuerza de succión del flujo que vierte sobre el paramento de aguas abajo.

F_r : Fuerza de roce del flujo que vierte sobre el paramento de aguas abajo.

*Favorables a la estabilidad.

W : Peso propio de la presa.

E_h' : Empuje horizontal del agua en el paramento de aguas abajo.

E_v : Peso del agua sobre el paramento de aguas arriba.

E_v' : Peso del agua sobre el paramento de aguas abajo.

P_a : Peso del agua que vierte sobre la cresta de la presa.

P_{sed} : Peso del sedimento sobre el paramento de aguas arriba

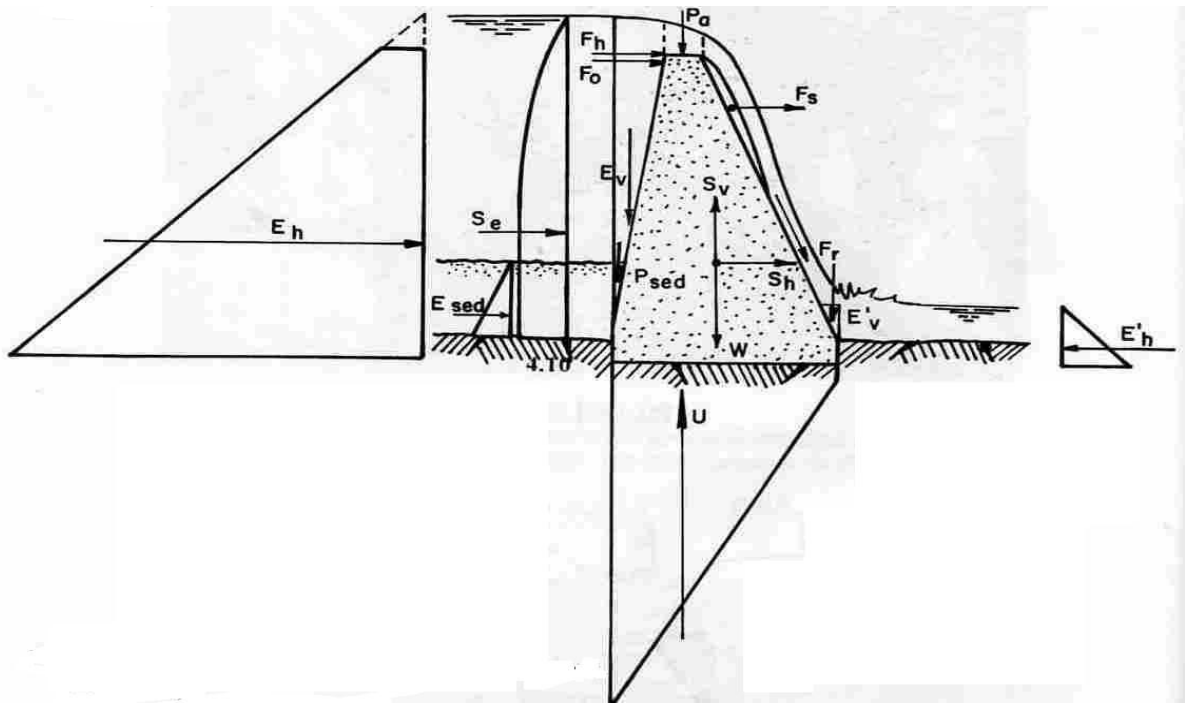


Figura 24. Fuerzas actuantes en una presa de gravedad. (Suárez, 1993).

Como ya se ha mencionado, en el caso del dique objeto de estudio del presente proyecto, este servirá únicamente de cerramiento del embalse, lo que quiere decir que no habrá una sección vertedora sobre dicho dique y además habrá una impermeabilización con una geomembrana de alta densidad tanto en el fondo como en las paredes del embalse, por lo que no existirán subpresiones en la base del dique. Igualmente existirá un canal central en el fondo del embalse que recolectará los sedimentos y los transportará fuera de este, por lo que en el paramento de aguas arriba del dique no se acumularán sedimentos.

Con todas estas condiciones las únicas fuerzas que estarán presentes en este dique son:

**Desfavorables a la estabilidad.*

E_h : Empuje horizontal del agua en el paramento de aguas arriba.

S_h, S_v : Fuerzas sísmicas en la presa.

S_e : Fuerza sísmica en el embalse.

**Favorables a la estabilidad.*

W : Peso propio de la presa.

E_v : Peso del agua sobre el paramento de aguas arriba.

En los respectivos análisis serán consideradas las fuerzas actuantes sobre un elemento vertical de presa de 1 metro de largo. Esta simplificación desprecia los efectos de empotramiento en los elementos vecinos de la presa, por lo que se está del lado de la seguridad.

Empuje horizontal del agua en el paramento aguas arriba (E_h)

Este caso de carga no ofrece mayores complicaciones, consiste únicamente en la aplicación de la presión hidrostática a la cara aguas arriba de la presa, Figura 25.

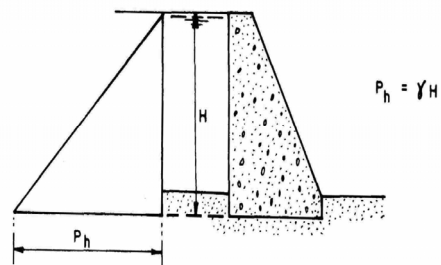


Figura 25. Presión hidrostática sobre el paramento aguas arriba. (Suárez, 1993).

La presión hidrostática máxima es:

$$P_h: \gamma H. \quad \text{Ecuación 4.}$$

Siendo:

P_h : presión hidrostática máxima (Ton/m²).
 γ : peso específico del agua (Ton/m³).
 H : profundidad hasta la fundación (m).

La resultante horizontal del diagrama triangular de presiones sobre el paramento de aguas arriba de la presa es:

$$E_h: \gamma H^2 / 2 \quad \text{Ecuación 5.}$$

Su punto de aplicación está ubicado a una distancia $H/3$ por encima de la base de la presa, Figura 26.

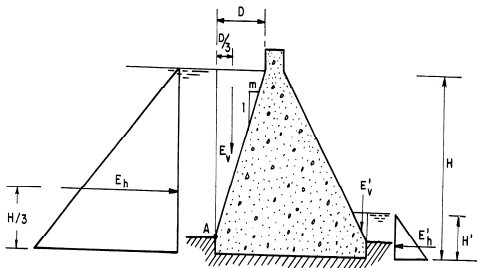


Figura 26. Empujes hidrostáticos horizontal y vertical. (Suárez, 1993).

Fuerzas sísmicas en la presa

Las fuerzas sísmicas que actúan directamente sobre la presa, a través de su fundación, son iguales al producto de la aceleración inducida por el sismo por la masa de la presa.

Se define como coeficiente sísmico de una región, a la relación entre la aceleración que causaría un sismo con un determinado período de retorno y la aceleración de la gravedad. Por lo tanto, el coeficiente sísmico está asociado a una cierta probabilidad de ocurrencia.

$$K = a_s / g \quad \text{Ecuación 6.}$$

Siendo:

K : coeficiente sísmico.

a_s : aceleración causada por el sismo (m/seg²).

g : aceleración de la gravedad (m/seg²).

Como no se conoce de antemano ni la dirección ni el sentido de la fuerza sísmica, se acostumbra dividirla en dos componentes, una horizontal S_h y una vertical S_v , actuando cada una de ellas en el sentido más desfavorable para la estabilidad. Ambas componentes pasan por el centro de gravedad de la sección de la presa.

El sentido más desfavorable para S_h (con el embalse lleno) es hacia aguas abajo, ya que de esta forma tiende a producir el volcamiento de la presa en torno al punto B, Figura 27, y su deslizamiento sobre la fundación. El sentido más desfavorable para S_v es hacia arriba, ya que así disminuye el peso propio de la presa, que es la fuerza resistente fundamental.

Las fuerzas sísmicas actuantes en la presa vienen dadas por:

$$S_h: K_h W. \quad \text{Ecuación 7.}$$

$$S_v: K_v W. \quad \text{Ecuación 8.}$$

Siendo W el peso propio de un elemento de longitud unitaria de la presa en Ton/m.

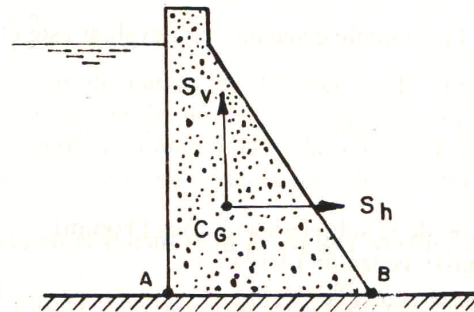


Figura 27. Fuerzas de sismo en la presa. (Suárez, 1993).

Los coeficientes sísmicos pueden obtenerse de las publicaciones de caracterización sismológica para las diferentes regiones de cada país. En zonas sujetas a actividad sísmica moderada puede tomarse $K_h = 0,10$. Para el cálculo de S_v suele tomarse un valor de K_v igual a la mitad de K_h , por lo que en zonas de actividad sísmica moderada se suele utilizar $K_v = 0,05$.

Fuerzas sísmicas en el embalse

Además de las fuerzas que generan sobre la presa, los sismos también actúan sobre el agua, produciendo aumentos y disminuciones en las presiones que actúan sobre el paramento de aguas arriba de la presa.

Von Karman desarrolló la siguiente ecuación para evaluar este efecto:

$$S_e = 0,555 K \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 9.}$$

Siendo:

S_e : fuerza resultante de la sobrecarga sísmica (Ton/m)

K: coeficiente sísmico

γ : peso específico del agua (Ton/m³).

H: profundidad del embalse (m).

El punto de aplicación de esta fuerza está situado a una distancia sobre el fondo del embalse:

$$L = 4H / 3\pi = 0,42 H \quad \text{Ecuación 10.}$$

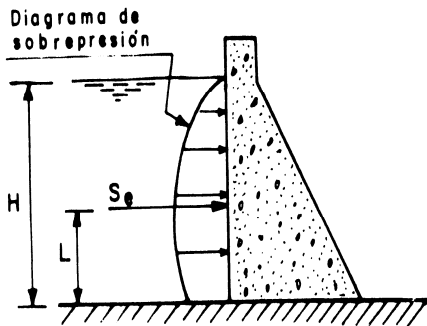


Figura 28. Sobrepresión por el sismo en el embalse (Suárez, 1993).

Peso propio de la presa

El peso propio de la presa constituye la principal fuerza estabilizante. Su magnitud (para un elemento de longitud unitaria) viene dada por el producto del área de la sección transversal por el peso unitario del material de la presa.

El punto de aplicación de esta fuerza es el centro de gravedad de la sección transversal. Cuando la sección transversal no es de geometría simple se recurre a dividirla en

componentes geométricos de baricentros conocidos.

Peso del agua sobre el paramento de aguas arriba

Esta fuerza solo existe cuando el paramento aguas arriba de la presa es escalonado. En este caso se cumple:

$$E_v = \text{Área} * \gamma \quad \text{Ecuación 11.}$$

El punto de aplicación de esta fuerza es el centro de gravedad de la sección transversal.

Análisis de la estabilidad

Las presas de gaviones son estructuras de gravedad y por lo tanto están sometidas a la acción de las mismas cargas consideradas para las presas de concreto y mampostería.

Los análisis que se requieren para verificar su estabilidad son:

- ✓ Estabilidad al deslizamiento sobre cada junta y sobre la fundación.
- ✓ Esfuerzos de compresión compatibles con la resistencia de los gaviones y de la fundación.
- ✓ Estabilidad al volcamiento sobre cada junta y sobre la fundación.

Estabilidad al deslizamiento

Las presas de gaviones deben ser estables al deslizamiento sobre la fundación y sobre cada una de las juntas horizontales que forman el escalonado. El factor de seguridad al deslizamiento FS_d está expresado por:

$$FS_d = f \Sigma F_r / \Sigma F_a \quad \text{Ecuación 12.}$$

Siendo:

ΣF_a : suma de las fuerzas horizontales actuantes (Ton).

ΣF_r : suma de las fuerzas horizontales resistentes (Ton).

f: coeficiente de roce.

A falta de ensayos es usual adoptar un ángulo de fricción $\Phi = 35^\circ$ entre las diferentes hiladas de gaviones y entre éstos y las fundaciones de naturaleza rocosa o granular

(arenas, gravas, cantos rodados, etc.), lo que corresponde a $f = \text{tg } \Phi = 0.70$.

Cuadro 14. Propiedades medias de algunos materiales de fundación

| MATERIAL | C (Ton/m ²) saturado | Φ (grados) |
|---|----------------------------------|-----------------|
| Roca masiva dura | | 46-48 |
| Roca dura laminada, como la pizarra | | 34-42 |
| Rocas residuales, exseptuando las lutitas | | 30-40 |
| Grava (GW, GP, GM, GC) | | |
| Densa | 0-2,7 | 38-46 |
| Medianamente densa | 0-2,7 | 34-40 |
| Arena no cohesiva (SW, SP) | | |
| Densa | 0 | 32-46 |
| Medianamente densa | 0 | 30-40 |
| Arenas, limos y arcillas, saturados (SM, SC, ML, CL) | | |
| Duros | 0-2,7 | 30-33 |
| Firmes | 0-2,7 | 26-30 |
| Medianamente denso | 0-2,7 | 19-26 |
| Notas: | | |
| * No se dan valores indicativos para las lutitas por ser estos muy variables. Se requieren ensayos. | | |
| * No se dan valores para suelos de baja densidad, ni orgánicos, ya que los mismos son inadecuados para la fundación de este tipo de presas. | | |

Fuente:(Suárez, 1993)

El valor del factor de seguridad al deslizamiento respecto a la fundación, que se recomienda utilizar en los cálculos, es:

$$FS_d \geq 1.5.$$

Es práctica común adoptar un factor de seguridad al deslizamiento respecto a las juntas horizontales entre los gaviones, menor que el que se utiliza para el contacto presa- fundación. En general, se acostumbra a tomar para las juntas entre gaviones:

$$FS_d = 1.10.$$

Ello se debe a que en la determinación del factor de seguridad no se toma en cuenta la fuerza estabilizante que proporcionan los amarres entre los distintos gaviones, los cuales pueden ser de una magnitud importante.

Esfuerzos de compresión en la presa

Los esfuerzos que se generan en el material de la presa y en la fundación deben ser inferiores a la resistencia de trabajo de dichos materiales, incluyendo un factor de seguridad.

En lo relativo a la resistencia intrínseca de los gaviones a la compresión, puede ser determinada en cada caso efectuando ensayos similares a los que se hacen para obtener la capacidad portante de una fundación. Solo así se podrá conocer con exactitud la resistencia real de los gaviones, ya que esta depende de numerosos factores que varían en cada caso particular (características geológicas de las piedras de relleno, geometría, forma de colocación, tipo de malla, diafragmas y tirantes, forma de amarre, etc.).

La experiencia ha demostrado que los gaviones convencionales que se construyen sobre fundaciones poco deformables (roca), en las secciones escalonadas de las presas o de los muros de contención, pueden soportar esfuerzos de compresión de hasta 20 Ton/m², sin sufrir deformaciones apreciables. Tomando en cuenta que el peso unitario medio de los gaviones secos es de aproximadamente 1,70 - 2,00 Ton/m², se obtiene una altura máxima de la presa para esta condición de 10 - 12 m. Ahora bien, una de las características fundamentales de los gaviones es su gran deformabilidad, por lo que la restricción anterior es muy conservadora. Las estructuras convencionales de gaviones pueden soportar asentamientos diferenciales del 20%, para una compresión uniaxial de 100 Ton/m², sin que se produzca rotura en la malla. La rotura comienza a producirse para esfuerzos compresivos de 300 Ton/m².

Para el cálculo de esfuerzos en cualquier punto de una presa, se considera un elemento vertical, de longitud unitaria, hipotéticamente aislado del resto de la presa.

Si se aplica la teoría de la elasticidad a este elemento de ancho unitario, suponiendo que las fuerzas actúan en el plano vertical medio del elemento, el problema se reduce a un estado tensional plano o de elasticidad bidimensional. Si se supone que las secciones en las que actúan los esfuerzos normales permanecen planas, se tendrá una distribución lineal de dichos esfuerzos. En cualquier sección horizontal de la presa, la distribución de esfuerzos normales es el resultado de la combinación de esfuerzos originados por la componente vertical de la resultante de las cargas actuantes y los producidos por el momento causado por la excentricidad de dicha componente.

La distribución de esfuerzos normales en un plano cualquiera AB es:

$$\sigma = R_v / B \pm M_c X / 2 I \quad \text{Ecuación 13.}$$

Siendo:

σ : esfuerzo normal (Ton/m²).

R_v : componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes (Ton).

M_c : momento de R_v respecto al centro de la base (Ton x m).

I : momento de inercia de la sección analizada (m⁴).

X : distancia del punto considerado al centro de la base (m).

Para la sección escogida AB de forma rectangular y espesor unitario se cumple:

$$I: I B^3 / 12 \quad \text{Ecuación 14.}$$

$$M_c: R_v e \quad \text{Ecuación 15.}$$

Sustituyendo en la ecuación 13 y simplificando, se obtiene la siguiente expresión para el cálculo de los esfuerzos máximo y mínimo que se produce en los extremos del plano AB.

$$\sigma = R_v / B (1 \pm 6e / B) \quad \text{Ecuación 16.}$$

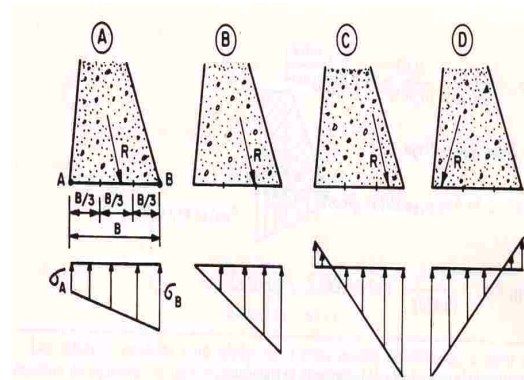


Figura 29. Distribuciones de esfuerzos normales (Suárez, 1993).

Analizando lo anterior y con respecto a la Figura 29 se observa lo siguiente:

1. Si la resultante de las fuerzas actuantes pasa por el tercio central de la base del bloque analizado, todos los esfuerzos normales a la misma son compresión. Figura 29 A.
2. Si la resultante pasa por el extremo aguas abajo del tercio central de la base, se tendrá un caso límite en el cual no existe tracción y el esfuerzo normal en el punto A es cero. Este caso representará la solución más económica cuando no se acepten esfuerzos de tracción en la presa. Figura 29 B.
3. Si la resultante pasa fuera del tercio central de la base, existirán esfuerzos de tracción en el tercio opuesto. Figura 29 C y D.

En realidad los gaviones tienen una cierta resistencia a la tracción. Esta es proporcionada

por las mallas de los gaviones, los diafragmas, los tirantes y los amarres o costuras entre los diferentes gaviones, pero dicha resistencia a la tracción no se toma en cuenta en los cálculos,

Esfuerzos de compresión en la fundación

Las cargas que transmite la presa a la fundación pueden ser calculadas con la ecuación 16. Los esfuerzos compresivos transmitidos por la presa

quedando esta como un incremento no computado de los factores de seguridad de la estructura.

a la fundación deben ser inferiores a su carga de trabajo admisible, la cual se determina mediante pruebas de campo y laboratorio a cargo de especialistas en mecánica de suelos. El cuadro siguiente presenta valores orientativos de las resistencias admisibles en diferentes materiales de fundación.

Cuadro 15. Cargas medias admisibles de diferentes materiales de fundación

| TERRENO DE FUNDACIÓN SATURADO | CARGAS ADMISIBLES (kg/cm ²) | | | | |
|---|---|-----|-----|-----|-----|
| | Profundidad de la fundación (m) | | | | |
| | 0 | 0,5 | 1 | 2 | 3 |
| ROCA (1) | | | | | |
| Masiva, dura (no estratificada) | 30 | 40 | 50 | 60 | 60 |
| Estratificada dura | 10 | 12 | 16 | 20 | 20 |
| SUELOS GRANULARES NO COHESIVOS DENSOS (2) | | | | | |
| Gravas | | 3,2 | 4 | 5 | 6,4 |
| Arenas gruesas | | 2 | 2,5 | 3,3 | 4 |
| Arenas finas | | 1,4 | 1,6 | 2 | 2,5 |
| SUELOS COHESIVOS | | | | | |
| Arcillosos duros | | | 3,2 | 3,2 | 3,2 |
| Arcillosos semiduros | | | 1,6 | 1,6 | 1,6 |
| Arcillosos blandos | | | 0,8 | 0,8 | 0,8 |

OBSERVACIONES:

(1) Los valores que se indican corresponden a rocas poco fisuradas. Para rocas meteorizadas o muy fisuradas se reducirán las cargas admisibles.

(2) Los valores que se indican corresponden a suelos densos que requieren el uso de pico para su excavación. Para suelos de mediana densidad, en los cuales la pala penetra con dificultad los valores indicados se multiplican por 0,8. Para suelos sueltos, excavables fácilmente con pala, los valores indicados se multiplican por 0,5.

Fuente:(Suárez, 1993)

Estabilidad al volcamiento

Para que se produzca el volcamiento de la presa, o de una parte de ella, es necesario que la suma de los momentos desestabilizantes respecto al extremo de aguas abajo de una junta supere la suma de los momentos estabilizantes correspondientes.

Cuando se cumple que la resultante de las fuerzas actuantes pasan por la base del

bloque, de acuerdo con la estática, el volcamiento no es posible. Si adicionalmente la resultante pasa por el tercio central de la base, para evitar así esfuerzos de tracción en la presa, se ve claramente que el volcamiento es imposible, ya que dan valores muy elevados de factor de seguridad.

Solamente debe verificarse el factor de seguridad al volcamiento cuando por alguna razón particular se requiera que el mismo sea mayor que un cierto valor establecido.

El factor de seguridad al volcamiento se define de la siguiente manera:

$$FS_v = \Sigma M_r / \Sigma M_a$$

Ecuación 17.

Siendo:

FS_v : factor de seguridad al volcamiento.

ΣM_r : suma de los momentos resistentes respecto al extremo aguas abajo (Ton * m).

ΣM_a : suma de los momentos actuantes (Ton * m).

En general, se considera adecuado un factor de seguridad al volcamiento igual a 1,5.

Excavaciones

Para la fundación de las presas de gaviones, es necesario excavar, tanto en la base como en las laderas, todos los suelos de baja densidad, la materia orgánica, los limos, las arenas finas erosionables, etc., hasta encontrar materiales adecuados para el apoyo de la presa, preferiblemente roca, grava densa o suelos cohesivos compactos.

Es de vital importancia que la presa quede bien empotrada lateralmente, a fin de evitar que sea rodeada por el flujo. Una práctica constructiva recomendable consiste en colocar un relleno de tierra en cada contacto presa-estribo (en el paramento de aguas arriba), a fin de dificultar el paso del agua por esta zona crítica para la seguridad de la obra.

En las siguientes fotografías se muestran algunas de las labores que se deben realizar a la hora de construir una presa de gaviones.



Figura 30 Labores iniciales de deforestación y limpieza de fundación de una presa.



Figura 31 Excavación de barro, materia orgánica y suelos sueltos en la fundación de una presa.



Figura 32 Limpieza manual de tierra y fragmentos en la fundación rocosa, antes de comenzar la construcción de la presa.



Figura 33 Limpieza final de la fundación rocosa con chorros de agua a presión antes de iniciar la construcción del terraplén de una presa.



Figura 34 Presa de gaviones en construcción.

Resultados

A continuación se enlistan las etapas seguidas para la obtención de los resultados del presente estudio:

- ✓ Recopilación de información relacionada con el dique en material granular que se encuentra en construcción, mediante visitas de campo al Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco.
- ✓ Planteamiento del diseño del dique en gaviones cumpliendo la misma funcionalidad del dique original, con base en la información recopilada.
- ✓ Realización de la programación de la construcción del dique en gaviones.
- ✓ Realización del análisis de costo de la obra una vez definido el diseño en gaviones y la programación de la obra.
- ✓ Comparación con la obra que originalmente se está desarrollando en el P.H. Cariblanco una vez definido el diseño, la estructura de costos y la estimación de la duración de la obra en gaviones.

Dique en material granular

Como se mencionó anteriormente el dique que se está construyendo en el P. H. Cariblanco es a base de material granular. Este es extraído de la cantera Maroto ubicada a 4 Km. de la obra. En esta se da el proceso de extracción y quebrado del material.

El diseño planteado por el ICE se basa en una sección piramidal de 12m de altura manejando taludes 2:1 y con una longitud de

340m, Figuras 35 y 36, a base de un terraplén homogéneo de arena limosa con grava en donde el tamaño máximo de las partículas será de 100mm y con un filtro horizontal en el pie del talud a base de una arena gruesa con % pasando la malla #200 (abertura de 0.075mm) \leq 2%, finos no plásticos y que cumplan con los requisitos de sanidad y granulometría de la norma ASTM C33-01.

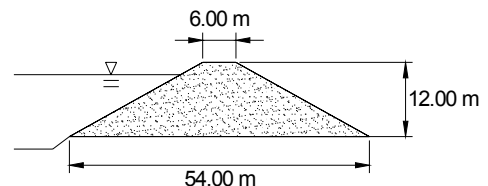


Figura 35 Vista en planta para P.H. Cariblanco. (P.H. Cariblanco).

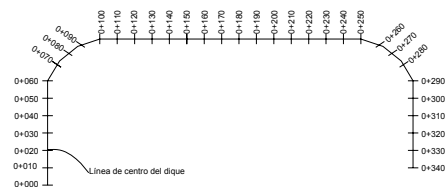


Figura 36. Sección transversal del dique en material granular para P.H. Cariblanco. (P.H. Cariblanco).

Tanto el fondo del embalse como sus paredes serán impermeabilizadas con una geomembrana de alta densidad la cual tendrá la función de impedir cualquier infiltración dentro del dique. Además las caras aguas abajo del dique se protegerán mediante la colocación de una manta geosintética que se fija al talud y se rellena con materia orgánica y sobre la cual se sembrará zacate.

Dentro de la estructura del terraplén se colocará cierta instrumentación como piezómetros para indicar los niveles y presiones del agua en el embalse así como inclinómetros

que indican cualquier desplazamiento en la estructura.

Se está manejando un volumen aproximado de 122.400,00 m³ de material compactado para la sección propuesta por ingenieros del ICE. Además, se están manejando valores de rendimiento de 1.100,00 m³/día colocados, lo que da un resultado de 4 meses y 21 días aproximados de duración de la obra. También se recopiló el dato del costo aproximado de la obra, el cual ronda los \$6,10 / m³ colocado, lo que da un total aproximado de \$746.640,00 para el volumen total.

Diseño de dique en gaviones

Se diseñó el dique de cerramiento del embalse a base de una estructura de gaviones de forma piramidal de 15 m de altura, incluyendo 3m de

fundación y 12 m libres, con la misma longitud original de 340m, con una sección transversal de 122 m³/m, para un volumen total de 41.480,00 m³.

Esta estructura se diseñó bajo las mismas cargas a las que está sometido el dique original en material granular compacto. En el diseño se analizó el muro en su altura total de los 15m así como un análisis de secciones intermedias en cada nivel, en este caso a cada metro de altura. En el Cuadro 16 se muestra el resumen de los resultados de dicho análisis y en el Apéndice 1 se muestran las memorias de cálculo de dicho diseño.

Para el material de relleno de los gaviones se usaría un agregado proveniente de la Cantera Maroto, donde se ubica el Tajo-Quebrador del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco-ICE. De este se obtiene una lava masiva cuyo peso unitario seco es de 26,2 KN/m³ (ver Anexo 1) y una pérdida por abrasión inferior al 40% cumpliendo con la norma ASTM C-33, como se indica en el Anexo 2.

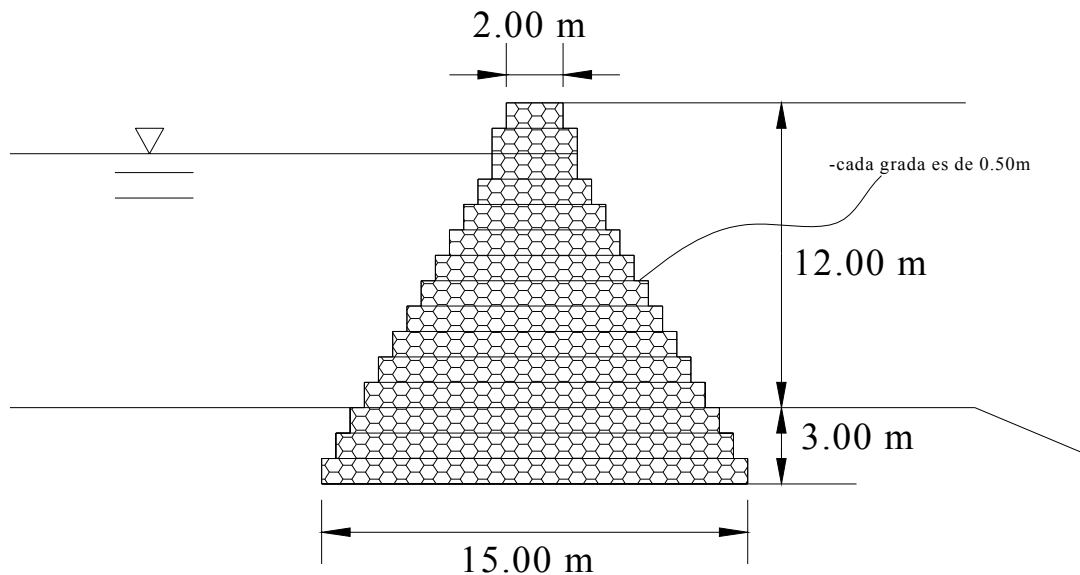


Figura 37. Sección propuesta de dique en gaviones.

Cuadro 16. Resumen de los resultados del diseño del dique en gaviones

| Muro completo | | | | | | | | |
|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---|---|---|------------------------------------|
| Altura del muro | FS deslizamiento | | FS vuelco | | Esfuerzos en la fundación | | | |
| | Sin sismo (min 1,5) | Con sismo (min 1,2) | Sin sismo (min 1,5) | Con sismo (min 1,2) | Sin sismo (max 25 ton/m ²) | | Con sismo (max 32,5 ton/m ²) | |
| | | | | | σ_1 (ton/m ²) | σ_2 (ton/m ²) | σ_1 (ton/m ²) | σ_2 (ton/m ²) |
| 15 m | 2,50 | 1,72 | 4,34 | 2,89 | 23,80 | 10,53 | 27,76 | 5,19 |
| Secciones intermedias | | | | | | | | |
| Altura del muro | FS deslizamiento | | FS vuelco | | Esfuerzos en la base | | | |
| | Sin sismo (min 1,50) | Con sismo (min 1,20) | Sin sismo (min 1,50) | Con sismo (min 1,20) | Esfuerzo máximo en tensión σ_{max} (ton/m ²) | | Tensión tangencial τ_{max} (ton/m ²) | |
| | | | | | Sin sismo (max 55,05 ton/m ²) | Con sismo (max 55,05 ton /m ²) | Sin sismo (ton/m ²) | Con sismo (ton/m ²) |
| 14 m | 2,20 | 1,55 | 4,15 | 2,79 | 18,75 | 20,44 | 5,14 (max 12,37) | 7,01 (max 11,95) |
| 13 m | 1,91 | 1,38 | 3,35 | 2,36 | 18,97 | 21,28 | 5,54 (max 11,70) | 7,37 (max 11,31) |
| 12 m | 1,63 | 1,21 | 2,64 | 1,94 | 19,89 | 23,47 | 6,00 (max 11,01) | 7,80 (max 10,64) |
| 11 m | 1,64 | 1,21 | 2,58 | 1,90 | 18,67 | 22,22 | 5,50 (max 10,32) | 7,16 (max 9,98) |
| 10 m | 1,66 | 1,22 | 2,51 | 1,85 | 17,47 | 21,02 | 5,00 (max 9,63) | 6,52 (max 9,32) |
| 9 m | 1,68 | 1,23 | 2,42 | 1,79 | 16,30 | 19,88 | 4,50 (max 8,94) | 5,89 (max 8,66) |
| 8 m | 1,70 | 1,24 | 2,33 | 1,73 | 15,17 | 18,83 | 4,00 (max 8,26) | 5,25 (max 8,01) |
| 7 m | 1,73 | 1,26 | 2,23 | 1,66 | 14,08 | 17,93 | 3,50 (max 7,59) | 4,62 (max 7,36) |
| 6 m | 1,77 | 1,28 | 2,08 | 1,56 | 13,38 | 17,81 | 3,00 (max 6,93) | 3,99 (max 6,72) |
| 5 m | 1,84 | 1,31 | 1,96 | 1,47 | 12,25 | 17,15 | 2,50 (max 6,28) | 3,36 (max 6,09) |
| 4 m | 1,96 | 1,37 | 1,80 | 1,35 | 11,73 | 18,27 | 2,00 (max 5,65) | 2,73 (max 5,49) |
| 3 m | 2,19 | 1,48 | 1,61 | 1,21 | 12,01 | 23,93 | 1,50 (max 5,08) | 2,12 (max 4,93) |
| 2 m | 3,15 | 1,95 | 2,65 | 1,92 | 4,61 | 5,44 | 0,67 (max 3,99) | 1,02 (max 3,90) |
| 1 m | 4,76 | 2,53 | 2,92 | 2,07 | 2,59 | 2,97 | 0,25 (max 3,16) | 0,45 (max 3,11) |

Programación de la construcción del dique en gavión

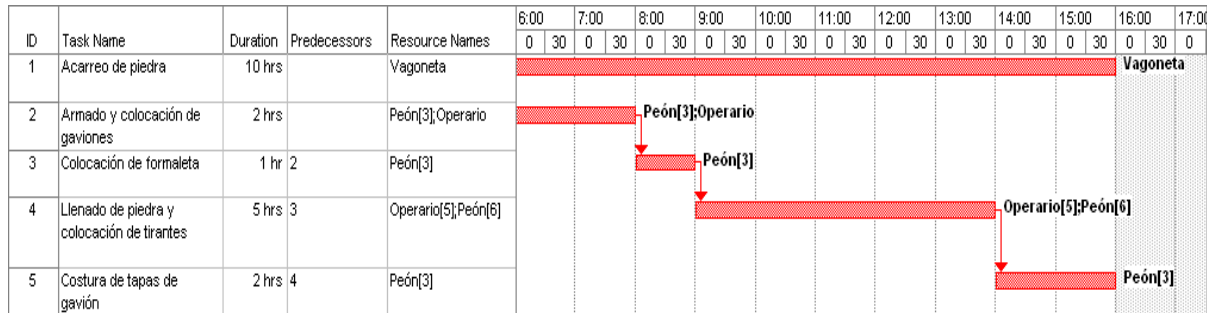


Figura 38. Cuadro de Gantt de la programación del dique en gaviones.

En el cuadro de Gantt anterior se muestra el ciclo de una cuadrilla conformada por 21 personas en una jornada laboral de 10 horas / día.

Se estima un rendimiento de 4m^3 / persona / día, lo que da como resultado de $84,00\text{ m}^3$ / cuadrilla / día. Se plantea colocar un total de 7 cuadrillas repartidas cada 50m en toda la longitud del muro (340,00m), que estarán realizando el mismo ciclo simultáneamente, lo que representa un volumen total colocado de 588.00m^3 / día. Dividiendo el volumen total ($41.480,00\text{ m}^3$) entre el rendimiento diario, da como resultado 71 días de trabajo, dividido entre 5,5 días laborados / semana, arroja un total de 13 semanas, dividido entre 4,3 semanas / mes, da un total de 3,00 meses laborados.

Costo de la obra en gaviones

Se elaboró una estructura de costos donde se toman en cuenta todos los rubros para esta actividad, exceptuando el ítem de excavación, el de compra y colocación de la instrumentación necesaria (piezómetros e inclinómetros), así

como la impermeabilización de la cara del dique en contacto con el agua, por lo que tampoco fueron tomados en cuenta para la determinación del costo del dique en material granular. Esto debido a que en el momento del desarrollo de este proyecto de graduación, algunas de estas labores no se habían realizado o se salían del contexto de la investigación, como es el caso de la excavación.

| PRESUPUESTO | | | | |
|--|--------------------|--------------------------|------------------------|-----------------|
| Dique en gaviones para cerramiento de embalse | | | | |
| Materiales | Cantidad | Precio Unitario ¢ | Precio Total ¢ | % |
| Mallas | 41.480,00 m3 | 6.915,60 | 286.859.088,00 | 53,64 |
| Piedra *** | 43.554,00 m3 | 3.927,00 | 171.036.558,00 | 31,98 |
| Formaleta | 1,00 gb | 3.500.000,00 | 3.500.000,00 | 0,65 |
| | | | | |
| | | Sub-Total 1 | ¢461.395.646,00 | 86,27 % |
| | | | | |
| Mano de Obra | Cantidad | Precio Unitario ¢ | Precio Total ¢ | % |
| Mano de obra de llenado de gaviones | 41.480,00 m3 | 1.637,40 | 67.919.352,00 | 12,70 |
| | | | | |
| | | Sub-Total 2 | ¢67.919.352,00 | 12,70 % |
| | | | | |
| Transporte | Cantidad | Precio Unitario ¢ | Precio Total ¢ | % |
| Transporte de materiales * | 12,00 contenedores | 150.000,00 | 1.800.000,00 | 0,34 |
| Transporte de piedra en vagoneta 12m ³ ** | 43.554,00 m3 | 85,42 | 3.720.382,68 | 0,70 |
| | | | | |
| | | Sub-Total 3 | ¢5.520.382,68 | 1,03 % |
| | | | | |
| | | SUBTOTAL (1+2+3) | ¢534.835.380,68 | 100,00 % |
| | | TOTAL ¢ / m3 | ¢12.893,81 | |
| | | | | |
| | | T.C | 510,00 | |
| | | | | |
| | | TOTAL \$ | \$ 1.048.696,82 | |
| | | TOTAL \$ / m3 | \$ 25,28 | |
| Notas: | | | | |
| * 1 contenedor = 1800 unds. Transporte de SJ-proyecto. | | | | |
| ** ¢1025 / hr de vagoneta, distancia de acarreo 4km, el ciclo lo hace en 1 hr, osea 12m ³ / hr. | | | | |
| *** Explotación tajo \$4,00 + quebrado primario \$3,70 = \$7,70 / m3 puesto en tajo. | | | | |

Análisis de Resultados

El análisis de resultados abarcará los temas principales e índices de comparación que se establecieron en los objetivos. Estos temas son: el volumen de material a colocar, el tiempo de ejecución de la obra y por último los costos de la obra.

El volumen de la obra en material granular para la sección propuesta por el ICE es de 122.400,00 m³. Este material forma un tipo de presa de terraplén homogéneo de arena limosa con grava, que serán colocados en un dique de forma piramidal como se pudo observar en los resultados y que será compactado en capas para lograr las características necesarias para este tipo de obras. Tanto el fondo del embalse como todas sus paredes serán impermeabilizadas mediante la instalación de una geomembrana impermeable de polietileno de alta densidad, esto con el fin de evitar cualquier infiltración que pueda surgir en el dique y que afecte su estabilidad. Además, se construye un filtro al pie del talud aguas abajo del dique por aquello de que, a pesar de la geomembrana, se diera alguna infiltración y entonces pueda ser controlada. Todo el material colocado en este dique será extraído de la Cantera Maroto y procesado en el mismo lugar en el quebrador.

Tomando en cuenta todos los factores y fuerzas que pudieran perturbar la estructura de gaviones que se plantea, como el empuje del agua embalsada y las fuerzas sísmicas, tanto en el embalse como en la presa que afectan negativamente la estabilidad de la estructura y entre las fuerzas favorables a la estabilidad se tomaron el peso propio del muro así como el peso del agua sobre las gradas de los gaviones, se hace un diseño estructural, mediante el cual se asegura la estabilidad de la estructura ante un deslizamiento en su base, por volcamiento y se hace una verificación de las presiones que llegan a la fundación. De acuerdo con este diseño se propone la sección que cumpla con estos requerimientos estructurales, la cual da como resultado un volumen de material colocado de

41.480,00 m³, en donde al igual, el material colocado será extraído de la misma Cantera Maroto, lo que trae varios beneficios y ventajas, ya que es menor el impacto que se producirá al medio ambiente al explotar la cantera por un menor volumen de material, además se reducirá la contaminación sonora, también habrá una reducción energética por el menor uso de combustibles.

Respecto del tiempo de ejecución de la obra, sobresale el hecho de que la obra en gaviones da un mejor resultado y rendimiento de construcción, ya que para el volumen requerido y según los lineamientos planteados con anterioridad (véase Capítulo de Resultados), se requiere de tres meses para la ejecución de este dique en gaviones, mientras que para el dique en material granular, se requiere un lapso de 5 meses. Esto significa que la obra en gaviones representa una reducción en el tiempo de ejecución de un 40,00%. Haciendo uso del software Microsoft Project se pudo programar el trabajo típico de una cuadrilla durante un día y mediante esto establecer una serie de rendimientos para así poder definir el número de cuadrillas necesarias y una duración total del proyecto para el caso de los gaviones. Este resultado se va mantener siempre y cuando se dé una buena planeación y organización del sitio del trabajo, así como de los tiempos de entrega de los materiales para que no exista ningún atraso que pueda perjudicar el rendimiento esperado.

Sobre el tema de los costos, según recopilación de datos, se establece un costo para el dique en material granular de \$6,10 / m³ que multiplicado por el volumen total de material colocado (122.400,00 m³) da como resultado \$746.640,00. Si se compara este costo con el de la obra en gaviones, el cual según el esquema de costos planteado arroja un valor de \$25,28 / m³, y para un volumen de 41.480,00 m³, da un total de \$1.049.000,00 aproximadamente, se puede decir que la obra en gaviones representa un incremento en el costo del 40.50%. Un punto

importante que hay que cuidar es la explotación y procesado de la piedra de relleno en el quebrador, para que todo el material que llega al sitio sea 100% aprovechable y no exista un desperdicio que pueda afectar el costo de la obra. Con todos estos resultados se observa que la obra en gaviones es factible en proyectos en los cuales los tiempos de ejecución tienen prioridad sobre el costo de la obra.

Conclusiones

- ✓ Realizar la obra en gaviones en lugar de material granular representa una disminución en volumen del 66,11%.
- ✓ La construcción de dicha obra en gaviones representaría una disminución del tiempo de ejecución del 40,00% con respecto a la utilización de material granular compactado para el dique.
- ✓ La obra en gaviones es un 40,50% más costosa que en material granular compactado.
- ✓ Queda como punto por analizar el hecho de que aunque la obra en gaviones resulte mas caro, podría ser que salga mas económico si lo comparamos con la utilidad operacional en el tiempo que ganamos con la obra en gaviones, siempre y cuando el dique este dentro de la ruta crítica del proyecto.
- ✓ Existe una reducción energética con la obra en gaviones al ser menor el material por explotar, por ende menor gasto de combustibles y menor contaminación sonora.
- ✓ Teóricamente tendría un buen funcionamiento estructural un dique de cerramiento de embalse hecho a base de gaviones.
- ✓ Los gaviones por sí solos son un material filtrante por los espacios vacíos que quedan entre las piedras de relleno, de ahí la necesidad de la colocación de la geomembrana impermeable de polietileno de alta densidad o algún otro tipo de impermeabilización en la cara interior de la estructura para evitar las infiltraciones.
- ✓ Se observa claramente la viabilidad de la construcción en gaviones para la realización de este tipo de obras, sobre el material granular compacto, para condiciones en que el factor tiempo de ejecución esté por encima del factor costo.

Apéndices

APÉNDICE I. *Memorias de cálculo del diseño en gaviones.*

APÉNDICE II. *Programación de la obra en gaviones.*

Anexos

ANEXO I. *Propiedades índice de la roca intacta Cantera Maroto, P. H. Cariblanco.*

ANEXO II. *Resultados de prueba de abrasión de agregados de la Cantera Maroto, P. H. Cariblanco.*

ANEXO III. *Especificaciones de geomembrana de polietileno de alta densidad.*

ANEXO IV. *Norma ASTM 975. Especificaciones para los gaviones.*

ANEXO V. *Fotografías del embalse del P. H. Cariblanco.*

Referencias

- Bonilla, R. 2006. **CONSTRUCCIÓN DIQUE EN MATERIAL GRANULAR PARA EMBALSE DEL P. H. CARIBLANCO-ICE.** Cariblanco: Comunicación personal.
- TecniAcero Ltda. **GAVIONES EN MALLA HEXAGONAL DE TRIPLE TORSION.** 53p.
- CFIA. 2003. **CODIGO SISMICO DE COSTA RICA 2002.** Costa Rica: Editorial Tecnológica, 32p.
- Das, B. 1999. **FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA.** México: Editorial Thomson Learning, 10p.
- Garita, E. 2006. **MATERIALES EXTRAIDOS Y PROCESADOS EN CANTERA MAROTO, P. H. CARIBLANCO-ICE.** Cariblanco: Comunicación personal.
- Maccaferri. **DEFENSAS RIBEREÑAS Y OBRAS TRANSVERSALES.** 19p.
- Maccaferri. **DIQUES FLEXIBLES PARA LA REGULACIÓN DE RIOS Y OBRAS DE TOMA.** 25p.
- Maccaferri. **ESTRUCTURAS FLEXIBLES EN GAVIONES.** 31p.
- Prodac. **GAVIONES BEKAERT.** 22p.
- Suárez, J. 1987. **DISEÑO DE OBRAS EN GAVIONES.** Colombia: 125p.
- Suárez, L. 1993. **PRESAS DE CORRECCION DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS.** Venezuela: Editorial MARNR, 175p.