

# Lecciones Aprendidas de los Incidentes y Fallas en las Presas de Venezuela



Luis Miguel Suárez Villar  
Diego Suárez Barrera

# **Lecciones Aprendidas de los Incidentes y Fallas en las Presas de Venezuela**

**Luis Miguel Suárez Villar  
Diego Suárez Barrera**

**Caracas, Venezuela, 2016**

## Créditos

---

### **Textos y diagramación**

Ing. Luis Miguel Suárez Villar

Ing. Diego Suárez Barrera

### **Página Web**

[www.proyectoshidraulicos.com](http://www.proyectoshidraulicos.com)

### **Diseño de la portada**

Ing. Rodrigo Suárez Barrera

### **Foto de la portada**

Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes

Los contenidos de este libro se pueden utilizar indicando su fuente.



---

## RECONOCIMIENTO

Los autores desean manifestar su reconocimiento y gratitud a las siguientes personas, instituciones y empresas que contribuyeron a la realización de este libro, proporcionando algunas de las fotografías que permitieron ilustrar los diferentes casos de incidentes y fallas:

Ing. Rodrigo Suárez Barrera.  
Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales.  
Ministerio de Obras Públicas.  
HIDROVEN.  
Geol. Gustavo Vásquez.  
Ing. Herman Roo.  
EDELCA.  
Ing. Arturo Marcano.  
Ing. Pedro Negrón.  
Ing. Miguel Palop.  
Ing. Jaires Noroño.  
Constructora VIALPA.  
Ing. Juan Felix Ledezma.  
Constructora VINCCLER.  
Ing. Aurelio Trujillo.  
Sr. Mario Massaro.  
Ing. Alejandro Hitcher.  
Ing. Norberto Bausson.  
Constructora Camargo Correa.  
Constructora ENSA.  
Ing. Rubén Sosa.  
Ing. Vincenzo Iermieri.  
Ing. Felix Luque.  
Ing. J. Barry Cooke.  
Ing. Jesus Augusto Gómez.  
Ing. Carlos Pimentel.  
Geol. José Luis López.  
Constructora PEMEGAS.  
Ing. Jacinto Abi-Saab.  
Ing. Freddy Sifontes.  
Ing. José Gaspar.  
HIDROLAGO.  
Ing. Valdis Grinsteins.  
CORPOELEC.

---

## PROLOGO

Escribir un libro sobre incidentes y fallas no es fácil, sería más agradable tratar el tema de los éxitos. Sin embargo, este trabajo, aunque poco grato, resulta necesario y hasta indispensable.

Los éxitos en las obras de ingeniería se consideran normales y por lo tanto muchas veces no aportan innovaciones a nuestras experiencias. Los incidentes y los fracasos inducen a la investigación y en diferentes ramas del saber humano han sido los elementos impulsores de un desarrollo más profundo de los conocimientos y como consecuencia, de nuevas tecnologías, que finalmente se han traducido en avances en la calidad de vida.

Si un fracaso no se investiga a fondo, lo expresado en el párrafo anterior carece de sentido. En Venezuela han ocurrido varios incidentes y fallas de presas, cuyas causas deben ser conocidas y divulgadas para incrementar así nuestro saber, mejorar nuestra tecnología y evitar que sucedan nuevamente en el futuro. Bajo esa óptica se hizo este libro.

Algunos de los incidentes ocurridos en las presas del país están documentados de una manera dispersa, a través de informes, fotografías, etc., muchas veces inmersos (por no decir perdidos) en la maraña de archivos de los diferentes organismos públicos, oficinas de proyecto, inspección y de empresas constructoras, involucradas en este campo. Otros casos disponen de una documentación mínima, algunas veces referencial, proveniente de los relatos de ingenieros ya retirados que vivieron esas experiencias. Si algún ingeniero joven u otra persona ajena a éste medio quisiera investigar dichos incidentes, tendría ante sí una labor que será cada vez más difícil, a medida que pasen los años y la información que aún hoy está disponible se vaya perdiendo. Este libro intenta remediar esa situación.

Conocí directamente muchos de los incidentes registrados en las presas del país y en los casos en los que no fue así, tuve la oportunidad de escuchar los relatos de primera mano de las experiencias de mis colegas y amigos que participaron directamente en ellos, sin lo que no hubiera sido posible la culminación de esta obra.

Siempre he apreciado el dicho popular que reza que una imagen vale más que mil palabras. Afortunadamente, siempre he tenido la costumbre de llevar a los viajes de campo una cámara fotográfica y archivar las fotos clasificándolas por embalses, lo que me facilitó notablemente el trabajo de preparación de este libro.

Cuando mi hijo Diego estaba en los últimos años de su carrera de ingeniero civil, me consultó sobre la elección del tema de su tesis de grado. No dudé en recomendarle a él y a su compañero, José Luis Vethencourt, el estudio de los incidentes en las presas de Venezuela y ofrecerles mi tutoría. Aceptado lo anterior por ambos y por la Universidad Católica Andrés Bello de Caracas, el trabajo quedó culminando el 16 de octubre de 1997. Los entonces bachilleres Suárez y Vethencourt hicieron un extenso trabajo de recopilación y síntesis de la información existente, que constituyó la base de un libro publicado en Mayo de 2002, *titulado "Incidentes en las Presas de Venezuela – Problemas, Soluciones y Lecciones"*, y por lo tanto ambos merecen un especial reconocimiento.

---

Agotado dicho libro, se presenta esta nueva obra, la cual está basada en la anteriormente publicada, pero su contenido ha sido ampliado con información y fotografías adicionales; con varios casos ocurridos más recientemente y con un capítulo final denominado "*Lecciones Aprendidas*", el cual se ha considerado de especial importancia, ya que constituye una síntesis general que permite sacar provecho de las experiencias que dejaron los incidentes y fallas ocurridas en las presas de Venezuela, con el propósito de que puedan ser útiles en el desarrollo de futuros proyectos.

Luis Miguel Suárez Villar.  
Caracas, 2016

---

## INDICE

<b>CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES.</b>	1.1
Introducción y Objetivos.	1.1
Historia Sucinta.	1.1
Incidentes.	1.13
Fallas.	1.16
Consideraciones Sobre la Seguridad de las Presas.	1.16
Observación y Vigilancia.	1.17
Referencias.	1.19
<b>CAPÍTULO 2 – EMBALSE GUATAMARE.</b>	2.1
Características Principales.	2.1
Cronología y Problemas de Fugas de Agua.	2.1
Referencias.	2.6
<b>CAPÍTULO 3 – EMBALSE SIBURÚA.</b>	3.1
Características Principales.	3.1
Cronología y Problemas en la Presa.	3.1
Referencias.	3.3
<b>CAPÍTULO 4 – EMBALSE LAS TINAS.</b>	4.1
Características Principales.	4.1
Cronología y Problemas en la Presa.	4.1
Referencias.	4.4
<b>CAPÍTULO 5 – EMBALSE EL ISIRO.</b>	5.1
Características Principales.	5.1
Cronología y Problemas en la Presa Principal.	5.1
Referencias.	5.5
<b>CAPÍTULO 6 – EMBALSE TULÉ.</b>	6.1
Características Principales.	6.1
Cronología y Problemas en la Presa.	6.1
Referencias.	6.7
<b>CAPÍTULO 7 – EMBALSE GURI.</b>	7.1
Características Principales.	7.1
Cronología y Problemas Durante la Etapa de Desviación del Río Para la Construcción de la Presa.	7.1
Primera Etapa.	7.1
Segunda Etapa.	7.1
Tercera Etapa.	7.2
Cronología y Problemas de Cavitación en el Aliviadero.	7.10
Referencias.	7.21

---

<b>CAPÍTULO 8 – EMBALSE EL ZAMURO.</b>	8.1
Características Principales.	8.1
Cronología y Problemas de Fugas de Agua.	8.1
Referencias.	8.4
<b>CAPÍTULO 9 – EMBALSE LA PEREZA.</b>	9.1
Características Principales.	9.1
Cronología y Problemas en la Presa.	9.1
Referencias.	9.6
<b>CAPÍTULO 10 – EMBALSE SAN FRANCISCO DE MACANAO.</b>	10.1
Características Principales.	10.1
Cronología y Problemas de Fugas de Agua.	10.1
Referencias.	10.5
<b>CAPÍTULO 11 – EMBALSE EL COROZO.</b>	11.1
Características Principales.	11.1
Cronología y Problemas en el Aliviadero.	11.1
Daños en la Presa.	11.4
Referencias.	11.5
<b>CAPÍTULO 12 – EMBALSE EL CIGARRÓN.</b>	12.1
Características Principales.	12.1
Cronología y Problemas Registrados.	12.1
Referencias.	12.9
<b>CAPÍTULO 13 – EMBALSE CHIRACHE.</b>	13.1
Características Principales.	13.1
Cronología y Problemas de Filtraciones.	13.1
Referencias.	13.4
<b>CAPÍTULO 14 – EMBALSE PEDREGAL.</b>	14.1
Características Principales.	14.1
Cronología y Problemas en las Obras.	14.2
Etapa de Desviación del Río Durante la Construcción de la Presa.	14.2
Capacidad del Aliviadero.	14.7
Sedimentación del Embalse.	14.10
Referencias.	14.24
<b>CAPÍTULO 15 – EMBALSE CUATRICENTENARIO DE LA CIUDAD DE CARORA (ATARIGUA).</b>	15.1
Características Principales.	15.1
Cronología y Problemas en el Túnel.	15.1
Referencias.	15.7

---

<b>CAPÍTULO 16 – EMBALSE EL CUJÍ.</b>	16.1
Características Principales.	16.1
Cronología y Problemas en las Obras.	16.1
Deslizamiento en el Contacto del Talud Aguas Abajo de la Presa con el Estribo Derecho.	16.2
Erosión Regresiva en el Canal de Descarga de la Toma	16.5
Colapso del Rápido y Disipador de Energía del Aliviadero.	16.6
Referencias.	16.14
<b>CAPÍTULO 17 – EMBALSE ING. PEDRO PALACIOS HERRERA (CANOABO).</b>	17.1
Características Principales.	17.1
Cronología y Problemas en la Presa.	17.1
Soluciones Planteadas.	17.5
Referencias.	17.8
<b>CAPÍTULO 18 – EMBALSE ING. OSCAR OVALLES (VISTA ALEGRE).</b>	18.1
Características Principales.	18.1
Cronología y Problemas en la Obra.	18.1
Aliviadero.	18.1
Disipador de Energía de la Toma.	18.4
Referencias.	18.7
<b>CAPÍTULO 19 – EMBALSE ING. ERNESTO TEJERA (LAS MAJAGUAS).</b>	19.1
Características Principales.	19.1
Cronología y Problemas en la Presa N° 5.	19.1
Referencias.	19.7
<b>CAPÍTULO 20 – EMBALSE ARACAY.</b>	20.1
Características Principales.	20.1
Cronología y Problemas en la Presa.	20.1
Rehabilitación de la Presa.	20.7
Referencias.	20.9
<b>CAPÍTULO 21 – EMBALSE BARRANCAS.</b>	21.1
Características Principales.	21.1
Cronología y Problemas en el Aliviadero.	21.1
Referencias.	21.7
<b>CAPÍTULO 22 – EMBALSE ING. JUÁN JOSÉ BOLINAGA (HUEQUE).</b>	22.1
Características Principales.	22.1
Cronología y Problemas Durante la Desviación.	22.1
Referencias.	22.5

---

<b>CAPÍTULO 23 – EMBALSE ING. ENRIQUE JORGE AGUERREVERE (AGUA VIVA).</b>	23.1
Características Principales de la Primera Etapa del Embalse.	23.1
Cronología y Problemas en los Túneles.	23.1
Reparación de los Daños.	23.7
Comentario Final.	23.9
Referencias.	23.11
<b>CAPÍTULO 24 – EMBALSE ING. LUCIANO KAMBO (LAGARTIJO).</b>	24.1
Características Principales.	24.1
Cronología y Problemas en las Presas Los Lavanderos.	24.2
Referencias.	24.10
<b>CAPÍTULO 25 – EMBALSE ING. CARPÓFORO OLIVARES (PAO LA Balsa).</b>	25.1
Características Principales.	25.1
Cronología y Problemas en la Presa.	25.1
Primera Posible Causa del Deslizamiento.	25.4
Segunda Posible Causa del Deslizamiento.	25.7
Referencias.	25.11
<b>CAPÍTULO 26 – EMBALSE EL CRISTO.</b>	26.1
Características Principales.	26.1
Cronología y Descripción de las Obras.	26.1
Las Lluvias de 1999 en Venezuela.	26.2
Desbordamiento y Destrucción de la Presa.	26.4
Investigación de las Causas de la Falla.	26.7
Referencias.	26.11
<b>CAPÍTULO 27 – EMBALSE ING. FERNANDO TRÍAS (EL GUAPO).</b>	27.1
Características Principales.	27.1
Cronología y Problemas Durante la Etapa de Desviación.	27.2
Problemas en la Presa.	27.3
Incapacidad de los Aliviaderos y Colapso de la Obra.	27.9
Rehabilitación de la Obra.	27.25
Referencias.	27.33
<b>CAPÍTULO 28 – EMBALSE TOCUYO DE LA COSTA.</b>	28.1
Características Principales.	28.1
Cronología y Descripción de las Obras.	28.1
Problemas Causados por el Río Tocuyo.	28.3
Rotura de la Presa de Játira.	28.7
Planteamiento de Soluciones.	28.15
Referencias.	28.20

---

<b>CAPÍTULO 29 – EMBALSE ING. ARMANDO MICHELANGELI (TURIMIQUIRE).</b>	29.1
Características Principales.	29.1
Cronología y Características Particulares de las Obras.	29.2
Problemas en la Torre – Toma.	29.3
Problemas en la Presa.	29.8
Filtraciones en la Presa Principal.	29.11
Reparaciones Efectuadas.	29.16
Primera Reparación.	29.16
Segunda Reparación.	29.17
Tercera Reparación.	29.18
Cuarta Reparación.	29.18
Quinta Reparación.	29.21
Causas de las Filtraciones y de su Incremento Constante.	29.27
Referencias.	29.30
<b>CAPÍTULO 30 – EMBALSE MAPARÁ.</b>	30.1
Características Principales.	30.1
Cronología y Problemas en el Aliviadero.	30.1
Referencias.	30.8
<b>CAPÍTULO 31 – EMBALSE PUEBLO VIEJO.</b>	31.1
Características Principales.	31.1
Cronología y Problemas en el Aliviadero.	31.1
Causas que Originaron el Colapso Parcial del Aliviadero.	31.8
Reparación de los Daños.	31.9
Referencias.	31.17
<b>CAPÍTULO 32 – EMBALSE ING. VÍCTOR MARTÍN ELVIRA (ONIA).</b>	32.1
Características Principales.	32.1
Cronología y Descripción de los Aliviaderos.	32.1
Forma de Operación del Embalse.	32.5
Problemas en el Aliviadero Secundario.	32.6
Trabajos de Estabilización del Aliviadero Secundario.	32.8
Referencias.	32.12
<b>CAPÍTULO 33 – EMBALSE MANUELOTE.</b>	33.1
Características Principales.	33.1
Cronología y Características de las Obras.	33.1
Falla de la Presa Secundaria o Dique de Cierre.	33.3
Posibles Causas de la Falla del Dique.	33.6
Revisión Hidrológica.	33.8
Rehabilitación del Embalse.	33.9
Incremento de la Capacidad de Alivio.	33.17
Referencias.	33.20

---

<b>CAPÍTULO 34 – LECCIONES APRENDIDAS.</b>	34.1
Introducción.	34.1
Lecciones Aprendidas.	34.1
Estudios Hidrológicos.	34.1
Desviación del Flujo Durante la Construcción de la Presa.	34.4
Descargas de Fondo.	34.6
Aspectos Geológico – Geotécnicos.	34.14
Aireación de Flujos de Alta Velocidad.	34.16
Filtraciones en las Presas de Enrocado Con Pantalla Aguas Arriba (CFRD).	34.16
Juntas.	34.18
Marco Regulador.	34.18
Referencias.	34.20

# **CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES**

---

## **Introducción y Objetivos.**

Todo país tiene una historia, y la infraestructura construida en él por el hombre es parte de la misma, aún cuando se trate de la historia técnica de sus presas. Muchas veces los incidentes y los fracasos conducen al aprendizaje y al incremento de los conocimientos de una mejor manera que los éxitos, pero según Bernard Shaw, no hay que abusar de este sistema. Es bajo esa concepción que se decidió hacer este libro.

En diferentes publicaciones con ésta misma temática, dedicadas a las presas de otros países, se incluyen generalmente solo los incidentes que condujeron a las fallas de las obras. Sin embargo, en la elaboración del presente trabajo, se consideró importante describir también aquellos casos que, aunque no alcanzaron a producir la falla, merecen ser reseñados por sus características particulares y por la forma en la que fueron solucionados, lo que además del valor informativo y pedagógico inherente, cumple la función de generar una documentación técnica y de carácter histórico con relación a las presas del país, que será de utilidad a los profesionales jóvenes y a las futuras generaciones de ingenieros. También se consideró importante incluir incidentes y no solo casos de fallas, por la labor de recopilación y de síntesis implícita al reunir informaciones dispersas en diferentes estudios, proyectos, fotografías, informes, relatos personales, etc., que de no haber sido recogidos y publicados posiblemente se hubieran perdido definitivamente.

Las descripciones de los incidentes que se hacen en los 32 capítulos siguientes, corresponden a las interpretaciones de los autores según sus criterios, formados principalmente sobre la base de la información recopilada y las vivencias experimentadas con parte de ellos. Es posible que otros profesionales especialistas en la materia tengan opiniones que en algunos casos podrían diferir de las que aquí se exponen. De ninguna manera pretenden los autores ser dueños de la verdad absoluta, sino que simplemente han considerado de utilidad exponer sus puntos de vista basados en la experiencia adquirida luego de transitar los caminos relacionados con las presas de Venezuela.

Como conclusión de las experiencias narradas a lo largo del libro, se presentan en el Capítulo 34 las “Lecciones Aprendidas” de las mismas, las cuales deberían constituir un aporte al incremento de los conocimientos sobre este tema, para evitar que situaciones como las ya vividas se repitan.

## **Historia Sucinta.**

El hombre primitivo, al hacerse sedentario y agricultor tuvo necesariamente que asentarse cerca de un río o de un lago. A medida que aumentaba la población se hacía imperativo construir presas y canales para abastecer a las personas y regadíos cada vez más lejanos de la orilla. El conjunto presa - canal fue perfeccionándose y creciendo.

Históricamente, la ingeniería de las presas ha sido una parte vital de la evolución de las civilizaciones. Los almacenamientos de agua constituyen las primeras estructuras desarrolladas por la humanidad. Las presas han estado íntimamente relacionadas con el

auge y la declinación de diferentes civilizaciones, en especial con las culturas altamente dependientes de la irrigación.

Se sabe que las obras hidráulicas han servido a la humanidad por más de 5.000 años, como se evidencia en Babilonia, Egipto, China, India y Persia. En las ruinas de Sialak, cerca de Kashan en Irán existen trazas de canales de irrigación de hace unos 6.000 años, los cuales se consideran de los más antiguos del planeta.

La presa que por todos los datos disponibles, parece ser la más antigua del mundo, es la de Sadd el-Kafara, que en árabe significa “Presa de los Paganos”, situada sobre el Wadi el-Garawi (wadi significa río en árabe), cerca de Helwan, unos 32 km al Sur de El Cairo, en Egipto. Esta obra, descubierta en 1885 por el arqueólogo alemán Georg Schweinfurth, habría sido construida entre 2950 y 2750 a.C., aparentemente con el propósito de abastecer de agua a unas canteras de alabastro cercanas.

Por los restos aún existentes de esta presa, se ha determinado que la misma estaba formada por dos muros, o espaldones de enrocado y mampostería, en ambos paramentos, con un relleno de grava del río a modo de núcleo central.

La presa tenía una longitud de cresta de 106 m y una altura máxima de unos 11 m. Se estima que almacenaba aproximadamente 570.000 m<sup>3</sup> de agua, Figuras 1.1 y 1.2



**Figura 1.1.-** Restos de la Presa Sadd el-Kafara, la más antigua del mundo.  
Vista hacia aguas abajo. (Cortesía de Jean-Luc Frerotte).

Se cree que esta presa fue desbordada por una creciente y destruida. Es interesante observar que después de la falla de Sadd el-Kafara no se construyeron más presas en Egipto hasta los tiempos modernos. Con esta obra comienza la historia de las presas.



**Figura 1.2.-** Detalle de los restos de la Presa Sadd el-Kafara en su estribo derecho. (Cortesía de Jean-Luc Frerotte).

Las ruinas existentes en la India y Ceilán indican que un método común de construcción de pequeñas presas en la antigüedad consistía en la utilización de tierra formando una barrera en el curso de un río. La tierra era transportada en cestas y compactada solamente por el paso de los obreros. Este método aún continuaba siendo utilizado hasta hace pocas décadas en algunos países en los que el costo de la mano de obra es bajo.

Durante el imperio romano, con su extensión por todo el Mediterráneo, España fue pionera en occidente en la construcción de embalses. La presa de Alcantarilla, sobre el Arroyo de Guajaraz, cerca de la población de Mazaranbroz, unos 20 km al Sur de Toledo, construida en el siglo I d.C., es considerada como la más antigua de España y quizás la primera obra de este tipo del imperio romano. Estaba formada por dos paredes paralelas de mampostería de enrocado de 1 m de espesor cada una, separadas por un espacio de unos 60 cm relleno con mortero. El paramento de aguas arriba estaba protegido mediante roca tallada. En el paramento de aguas abajo se construyó un terraplén de 14 m de ancho a cota de la cresta de la presa, con un talud 3:1. Sendas excavaciones en la roca de ambos estribos son evidencia de dos aliviaderos. La obra tenía una altura 20 m, una longitud de 550 m y cumplía la función de almacenar agua para el acueducto de la ciudad de Toledo, la cual era captada mediante un pozo de toma situado hacia su parte central. Esta presa parece ser la primera del mundo construida para el abastecimiento urbano (Ciudad de Toledo).

Actualmente la presa está en ruinas, presentando una brecha en su parte central, de unos 180 m de longitud. Se ha planteado que la falla de esta obra pudo ser causada por el empuje del espaldón de tierra, cuando el embalse alcanzó una cota muy baja, o se vació totalmente, ya que el muro de mampostería era muy esbelto y no tenía contrafuertes aguas arriba. Figuras 1.3, 1.4 y 1.5.



**Figura 1.3.-** Cresta de la Presa Alcantarilla, vista hacia el estribo derecho. Obsérvese la composición del muro de mampostería y mortero, aguas abajo del cual se ve el espaldón de tierra. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 1.4.-** Cresta de la Presa Alcantarilla, vista hacia el estribo izquierdo. La estructura rectangular es el pozo de toma. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 1.5.-** Paramento de aguas arriba de la Presa Alcantarilla, Restos del acabado con rocas talladas. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La presa de Proserpina fue construida en el siglo II d.C., unos 6 Km al Norte de la ciudad de Mérida (Emérita Augusta), antigua capital de la provincia de Lusitania, para su abastecimiento. Esta obra tiene una altura máxima de 19 m y una longitud de 427 m.

La presa tiene un diseño similar al de Alcantarilla, pero con la diferencia de que en este caso se construyeron contrafuertes en el paramento de aguas arriba, con la finalidad de contrarrestar el empuje del espaldón de tierra adosado a la cara aguas abajo del muro, y evitar así su colapso (lección aprendida de Alcantarilla), Figuras 1.6, 1.7 y 1.8.



**Figura 1.6.-** Presa Proserpina. Obsérvense los contrafuertes en el paramento de aguas arriba. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



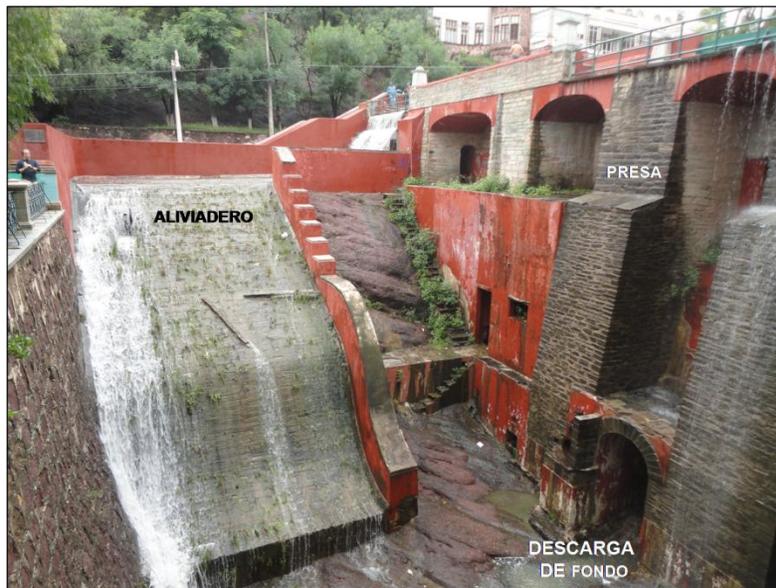
**Figura 1.7.-** Presa Proserpina. Detalle de los contrafuertes en el paramento de aguas arriba. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 1.8.-** Presa Proserpina. Pozos para la toma de agua, adosados al paramento aguas abajo del muro de mampostería. (Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

La Presa Proserpina aun se sigue utilizando, ya no para el abastecimiento de Mérida, sino para el riego. Desde la construcción de esta obra han transcurrido más de 1.800 años, por lo que podría considerarse como la presa más antigua aún en operación.

Los conocimientos de ingeniería de presas en España fueron llevados a las colonias americanas, especialmente a México donde se construyeron centenares de obras de mampostería. Destacan entre éstas las presas de Pabellón, Los Arcos, San José de Guadalupe y La Olla (Figura 1.9), construidas en el siglo 18. Cabe mencionar, que en la América prehispánica también se construyeron presas, evidenciadas por las ruinas existentes en México, cerca de Teotihuacán y en Perú, en los valles de Nepeña y Cañete.

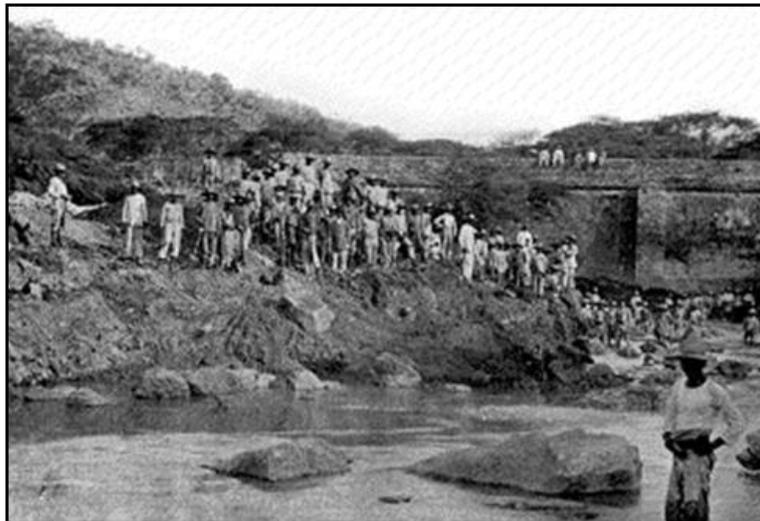


**Figura 1.9.-** Presa La Olla, puesta en servicio en 1749 para el abastecimiento de agua de Guanajuato, México. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En Venezuela no se conocen obras hidráulicas construidas por los aborígenes, y es durante la colonia cuando se inician los primeros aprovechamientos hidráulicos en Carora, en los Valles del Tuy, Aragua y Manzanares, pero estos regadíos no requirieron la construcción de obras de embalse.

Es en 1863 cuando se inicia la construcción de un embalse, que por todos los datos que se poseen es el primero ejecutado en el país: El Embalse Caujarao, sobre el Río Coro, para abastecer a la capital del Estado Falcón y regar las tierras conocidas como “La Huerta de Coro”. Esta presa es de mampostería de concreto, tipo gravedad, con una altura de 10 m, una longitud de 86 m y una capacidad original de almacenamiento de 300.000 m<sup>3</sup>. Ha sido considerada como la obra de ingeniería más importante del Siglo XIX en Venezuela. Actualmente el embalse se encuentra totalmente sedimentado, está fuera de servicio y constituye una reliquia histórica de la ingeniería hidráulica venezolana (Figuras 1.10, 1.11 y 1.12).

El Ingeniero Luciano Urdaneta, realizador de esta obra con la colaboración del Ingeniero Augusto Lutowski, la describe de la manera siguiente: *“El Río Coro corre por un lecho profundo, encajonado entre barrancos de 8 a 10 metros de elevación; y fue preciso para levantar las aguas a la altura conveniente, construir un dique de mampostería hidráulica, fuertemente apoyado en las rocas del sitio de Caujarao, con 86 metros de longitud, 10 metros de altura sobre los cimientos y 10 metros de espesor en su base. Las aguas represadas forman un hermoso lago de más de una milla de extensión y de 300.000 metros cúbicos de capacidad; y para impedir las filtraciones, casi inevitables, de tan considerable presión, se estableció un relleno de 10.000 metros cúbicos de arcilla”*. La longitud del acueducto era de 6.186 m, de los cuales 1.627 m consistían en un canal abierto de mampostería y uno por mil de pendiente, que conducía un caudal 49 lps hasta un tanque, desde donde seguía hacia Coro por una tubería de hierro de más de 4 Km de longitud.

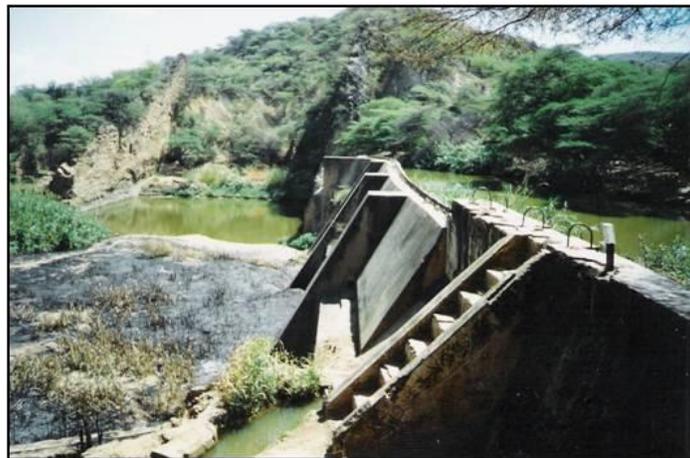


**Figura 1.10.-** Construcción de la Presa Caujarao (1863 – 1866).  
(Revista Técnica del Ministerio de Obras Publicas N° 19, Julio 1912).



**Figura 1.11.-** Presa de Caujarao, Estado Falcón. Actualmente el Río Coro fluye sobre la planicie sedimentaria de lo que fue el antiguo embalse. (Revista El Agua, Grandes Presas en Venezuela, MARNR 1976).

La comisión de ingenieros del Ministerio de Fomento que recibió la obra, destaca en su informe que la misma tiene dimensiones superiores a las del dique de Croton, del primer acueducto de la ciudad de Nueva York, construido en 1842.



**Figura 1.12.-** Presa Caujarao en la época actual. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Resulta interesante observar la semejanza que existe entre las Presas de Caujarao y Proserpina. Ambas tienen un diseño similar, consistente básicamente en un muro de mampostería reforzado por medio de contrafuertes y un terraplén adosado, pero la ubicación de estas obras de refuerzo está invertida: En Proserpina los contrafuertes se apoyan contra el paramento de aguas arriba del muro, y el terraplén lo hace contra el paramento de aguas abajo (Figura 1.6 y 1.7), mientras que en Caujarao los contrafuertes están aguas abajo y el terraplén aguas arriba (Figura 1.12). Salvo esta evolución en el diseño, no parecen existir otras diferencias conceptuales importantes entre estas dos presas, a pesar de que entre su ejecución transcurrieron más de 1.700 años

En la Figura 1.13 se muestran sendas placas de mármol, fijadas al paramento de aguas abajo de la presa Caujarao. En la placa de la Figura 1.13.b, está inscrito lo siguiente: “Este dique fue construido bajo la administración del gran ciudadano Mariscal Juan C. Falcón. A causa de una poderosa creciente del río, habida en el año de 1885, sufrió una gran perforación en su base que lo dejó casi en estado de ruina. El General Juan V. Gómez, presidente de la república, decretó los trabajos de reconstrucción, los cuales se llevaron a feliz término durante su fecundo y progresista gobierno. Fue el Director Técnico de la obra el Ingeniero Doctor J. M. Ibarra Cerezo y constituyeron la Junta de Fomento los señores Pedro P. Pachano, E. Arteaga Arnáez, Jacobo I. Senior, Manuel Montiel y Camilo Arcaya – 1913”.



a

b

**Figura 1.13.-** Placas existentes en la Presa Caujarao.  
(Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

De la inscripción anterior se desprende que la primera presa de Venezuela fue también la primera en presentar una falla, la cual se comenta solo por razones históricas, pero no se incluye en las estadísticas que aparecen más adelante. Esta presa fue construida en tres años aproximadamente y puesta en servicio en Mayo de 1866 (Figura 1.13.a). En vista de que la falla tuvo lugar en 1885, se concluye que funcionó durante unos 19 años antes de quedar fuera de servicio, siendo posteriormente abandonada durante aproximadamente 28 años, hasta que fue reparada y puesta nuevamente en operación en 1913.

Basándose en el siguiente párrafo inscrito en la placa de la Figura 1.13.b: “...A causa de una poderosa creciente del río, habida en el año de 1885, (el dique) sufrió una gran perforación en su base que lo dejó casi en estado de ruina...”, así como en informes elaborados por los Ingenieros L. Urdaneta y J. M. Ibarra Cerezo, se estima que la obra, en su parte central, no habría quedado fundada sobre roca, sino sobre los materiales aluviales del cauce, en los que el flujo de la creciente del año 1885 produjo un gran socavón al pie aguas abajo de la presa al verter sobre la misma. De lo anterior es posible inferir que por tratarse de una estructura de gravedad, habría sufrido un deslizamiento o

un vuelco en este sector. También es posible especular que el socavón podría haber facilitado la formación de un proceso de tubificación (piping) a través de la fundación, lo que habría originado el vaciado del embalse por el boquete y el colapso de una parte la presa.

Es de hacer notar que el ingeniero Luciano Urdaneta, antes de finalizar la construcción de la presa en 1866, advirtió sobre el riesgo de filtraciones a través de su fundación, solicitando una inversión adicional para remediar esa situación. Dicha solicitud no fue aprobada. Hacia los años 1912 o 1913, después del fallecimiento del Ing. Urdaneta, se realizó la “taponadura” con concreto, la cual quedó descrita en un trabajo publicado por el Ing. J. M. Ibarra Cerezo, ejecutor de la obra de reparación.

La construcción de obras hidráulicas, que tan exitosamente se había iniciado en Venezuela en 1863 con el Embalse Caujarao, se interrumpe como consecuencia de la turbulencia política experimentada por el país entre los últimos años del siglo 19 y los primeros del 20. Sin embargo, como una excepción, durante este período el Ing. Ricardo Zuloaga construye y pone en servicio en 1897 la Planta Hidroeléctrica de El Encantado, situada sobre el Río Guaire aguas abajo de Petare, para el suministro de energía a la capital del país, iniciándose así la generación hidroeléctrica en Venezuela, que para esa época era una innovación tecnológica mundial.

Como consecuencia del incremento de la demanda de energía y del éxito alcanzado, la empresa generadora inicia en 1919 la construcción de la segunda presa del país: Petaquire, sobre el río del mismo nombre, cerca de la población de Carayaca (Figura 1.14).



**Figura 1.14.-** Presa Petaquire, única en el país de relleno hidráulico.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Esta obra, con una altura de 45,5 metros y una longitud de cresta de 220 metros, es un terraplén construido por el procedimiento de relleno hidráulico. El volumen de la presa es igual a 454.324 m<sup>3</sup> y su capacidad original era de 2,7 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. La obra entró en servicio en 1929 generando energía hidroeléctrica. En 1961 dejó de producir energía y desde

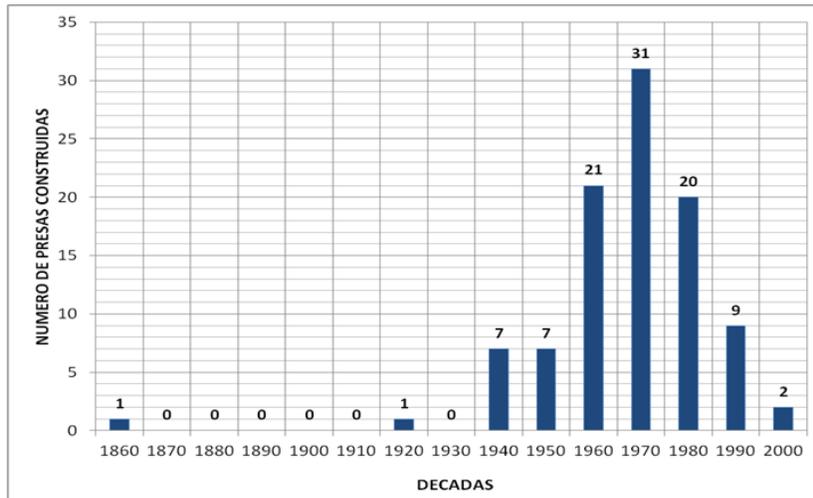
## Capítulo 1 – Aspectos Generales

entonces se utiliza para el abastecimiento de agua de Carayaca y otras poblaciones de la zona. En 1939, con la creación de la Dirección de Obras Hidráulicas y Sanitarias del Ministerio de Obras Públicas, se inicia el proceso de planificación y ejecución de obras de embalse en el país, de manera sistemática. En la Tabla 1.1 aparecen las 99 presas construidas hasta el presente en Venezuela, en orden cronológico.

**Tabla 1.1.-** Presas de Venezuela en orden cronológico.  
(Se indica el año de terminación de cada obra).

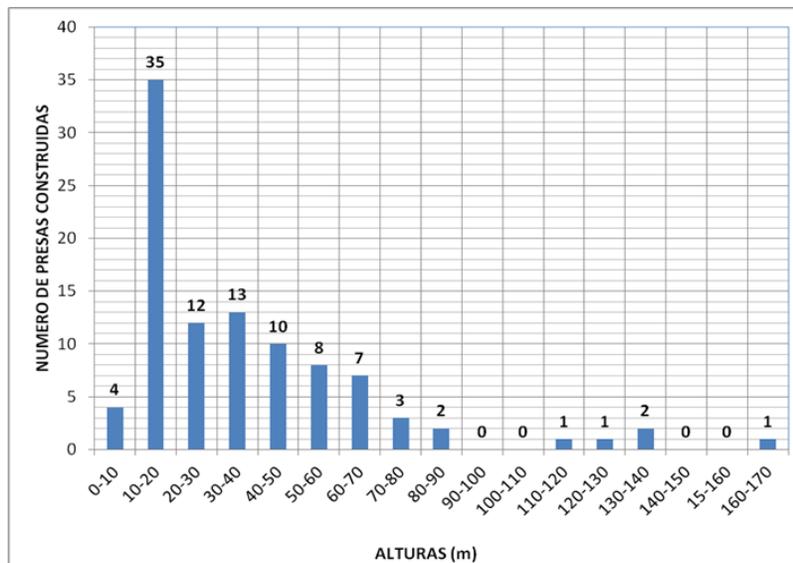
1	Caujarao (1866)	34	Durute (1969)	67	Pao La Balsa (1978)
2	Petaquire (1929)	35	Ocumarito (1969)	68	Pedregal (1978)
3	Suata (1942)	36	La Pereza (1969)	69	El Guamo (1980)
4	Macarao (1944)	37	Puente Blanco (1969)	70	Canoabo (1980)
5	El Corozo (1946)	38	Tocuyo de la Costa (1970)	71	El Cují (1980)
6	La Asunción (1948)	39	Cumaripa (1971)	72	El Guapo (1980)
7	Guataparo (1948)	40	El Zamuro (1971)	73	Taparito (1980)
8	Agua Fría (1949)	41	La Becerra (1973)	74	Turimiquire – Las Canalitas (1980)
9	La Mariposa (1949)	42	Dos Cerritos (1973)	75	El Mamito (1981)
10	San Juan (1951)	43	El Tablazo (1973)	76	El Pueblito (1983)
11	Copapucito (1952)	44	Cabuy (1973)	77	Tiznados (1983)
12	Jabillal (1952)	45	Santo Domingo (1973)	78	La Honda (1983)
13	Taiguaiquay (1952)	46	Guaremal (1973)	79	El Cristo (1983)
14	Guárico (1957)	47	Onia (1073)	80	Aracay (1983)
15	Siburúa (1957)	48	San Francisco de Macanao (1974)	81	Taguacita (1984)
16	Guatamare (1958)	49	Pao Cachinche (1974)	82	Guri (1986)
17	Pueblo Viejo (1960)	50	El Palmar (1975)	83	Boconó (1988)
18	Macagua (1961)	51	Cruz Verde (1976)	84	Tucupido (1988)
19	Las Majaguas (1961)	52	Santa Rosa (1976)	85	Masparro (1988)
20	Qda. Seca (1961)	53	Chirache (1977)	86	El Ermitaño (1988)
21	Lagartijo (1962)	54	Atarigua (1978)	87	Machango (1988)
22	El Isiro (1963)	55	El Cigarrón (1978)	88	Turimiquire – Los Algarrobos (1988)
23	Guanapito (1963)	56	Los Quediches (1978)	89	Borde Seco (1990)
24	Santa. Clara (1963)	57	Matícora (1978)	90	Hueque (1992)
25	Mapará (1964)	58	Tierra Blanca (1978)	91	Agua Viva (1993)
26	El Pilar (1965)	59	Vista Alegre (1978)	92	Vilchez (1995)
27	Las Tinas (1965)	60	El Guaical (1978)	93	Macagua II (1997)
28	Tamanaco (1966)	61	El Médano (1978)	94	La Vueltona (1997)
29	La Estancia (1967)	62	Guacamayal (1978)	95	Taguaza (1998)
30	San Pedro (1967)	63	El Andino (1978)	96	Loma de Níquel - Enfriamiento (1999)
31	Clavellinos (1967)	64	Manuelote (1978)	97	Loma de Níquel - Santa Helena (1999)
32	Camatagua (1968)	65	La Tigra (1978)	98	Caruachi (2006)
33	Tulé (1968)	66	Barrancas (1978)	99	Tres Ríos (El Diluvio) (2010)

La Figura 1.15 muestra la evolución experimentada en el país por la construcción de presas. Es interesante observar que el número de obras construidas se incrementó hasta alcanzar un máximo de 31 en la década de los años 1970, a partir de la cual comienza a decrecer. Para la fecha de elaboración de este libro, se encuentran en construcción tres presas: Yacambú, Tocomá y Cuira.



**Figura 1.15.-** Evolución de la construcción de presas en Venezuela.  
(Se utilizaron las fechas de la puesta en servicio de cada obra)

La Figura 1.16 representa las presas de Venezuela clasificadas por rangos de alturas, observándose que el mayor número de obras corresponde a alturas comprendidas entre 10 y 20 m, con 35 presas. La presa más alta del país es Guri, con 162 m.



**Figura 1.16.-** Clasificación de las presas de Venezuela por rangos de alturas.

Existen en Venezuela 5 presas de concreto, tipo gravedad: Caujarao (mampostería), San Juan, Macagua I, Guri y Taguacita; 2 presas de arco: Santo Domingo y Ocumarito; 5 presas de enrocado con pantalla aguas arriba: La Pereza, Turimiquire, Canoabo, Macagua II y Caruachi; 1 presa de relleno hidráulico: Petaquire. Todas las demás presas son de tierra y enrocado compactado.

**Incidentes.**

De las 99 presas existentes en el país, 32 han sufrido fallas o incidentes, en algunos casos múltiples. En los capítulos siguientes se describen los 43 incidentes registrados, la mayor parte de los cuales se subsanó satisfactoriamente. Un incidente no significa necesariamente la falla de la obra, aunque en algunos casos extremos ello llegó a ocurrir. En la Tabla 1.2 se presenta un listado de las fallas e incidentes, clasificados por categorías.

La Figura 1.17 muestra las ubicaciones geográficas de las presas en las que se registraron los incidentes y las fallas.



2. Guatamare.	13. Chirache.	24. Lagartijo.
3. Siburúa.	14. Pedregal.	25. Pao La Balsa.
4. Las Tinas.	15. Atarigua.	26. El Cristo.
5. El Isiro.	16. El Cují.	27. El Guapo.
6. Tulé.	17. Canoabo.	28. Tocuyo de la Costa.
7. Guri.	18. Vista Alegre.	29. Turimiquire
8. El Zamuro.	19. Las Majaguas.	30. Mapará
9. La Pereza.	20. Aracay.	31. Pueblo Viejo.
10. Sn. Fco. de Macanao.	21. Barrancas.	32. Onia.
11. El Corozo.	22. Hueque.	33. Manuelote.
12. El Cigarón.	23. Agua Viva.	

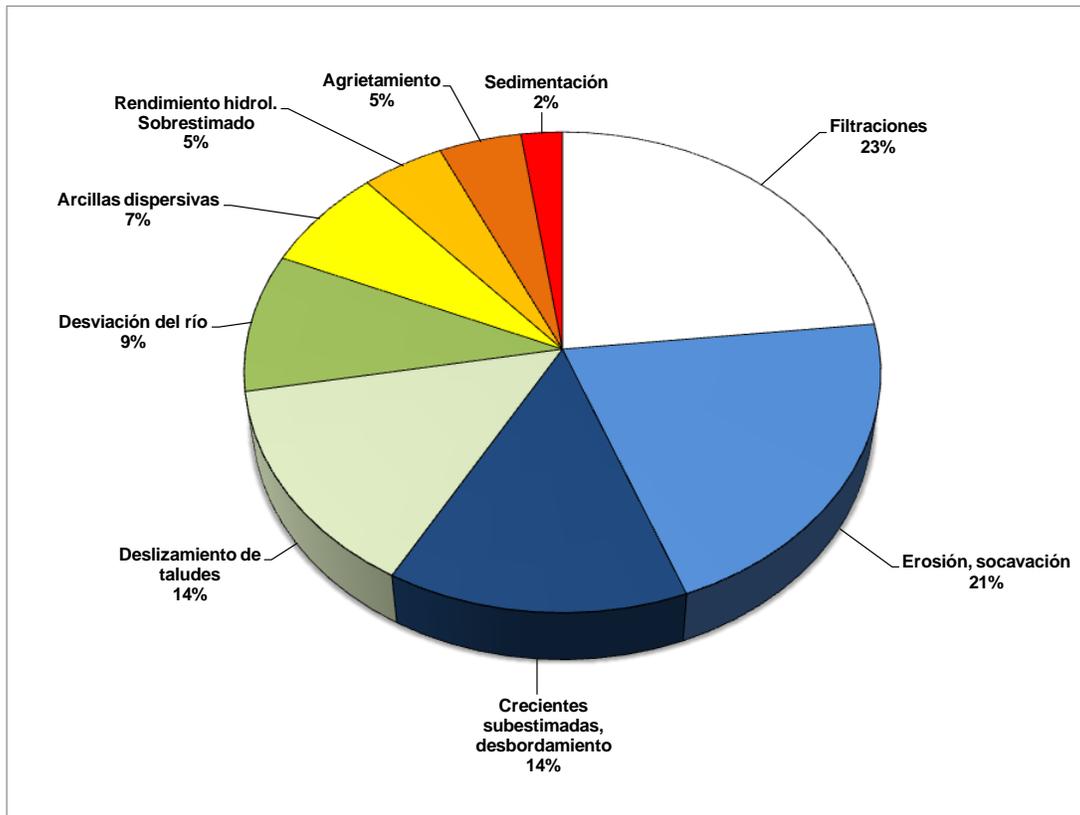
**Figura 1.17.-** Ubicación geográfica de las presas en las que ocurrieron incidentes y fallas. (La numeración dada a los incidentes y fallas corresponde a los capítulos que los describen).

**Tabla 1.2.-** Resumen de los incidentes y fallas, agrupados por categorías.

PRESA	CAUSA DEL INCIDENTE O FALLA								
	Filtraciones	Deslizamiento de taludes	Arcillas dispersivas	Agrietamiento	Desviación del río	Crecientes subestimadas desbordamiento	Sedimentación	Rend. hidrol. sobrestimado	Erosión socavación
Guatamare	•								
Siburua		•							
Las Tinas			•						
El Isiro				•					
Tulé	•	•							
Guri					•				•
El Zamuro	•							•	
La Pereza				•					
San Francisco de Macanao	•								
El Corozo			•						
El Cigarrón					•	•			
Chirache	•								
Pedregal					•	•	•		
Atarigua		•							
El Cují	•	•							•
Canoabo	•							•	
Vista Alegre									•
Majaguas			•						
Aracay									•
Barrancas									•
Hueque					•				
Agua Viva									•
Lagartijo		•							
Pao La Balsa	•	•							
El Cristo						•			
El Guapo						•			
Tocuyo de la Costa						•			
Turimiquire	•								
Mapará									•
Pueblo Viejo									•
Onia									•
Manuelote	•					•			
<b>CASOS</b>	10	6	3	2	4	6	1	2	9
<b>TOTAL DE CASOS</b>	43								

Capítulo 1 – Aspectos Generales

La Figura 1.18 muestra los valores porcentuales correspondientes a las fallas e incidentes registrados, observándose que la causa más frecuente es la asociada a las filtraciones, seguida por las erosiones – socavaciones.



**Figura 1.18.-** Porcentajes de fallas e incidentes por categorías.

En la Tabla 1.3 se indican las fallas e incidentes registrados, en orden decreciente de número de casos.

**Tabla 1.3.-** Incidentes y fallas en orden decreciente de número de casos.

CATEGORIA	INCIDENTE O FALLA
1	Filtraciones
2	Erosión, socavación
3	Crecientes subestimadas, desbordamiento
	Deslizamiento de taludes
4	Desviación del río
5	Arcillas dispersivas
6	Rendimiento hidrológico sobrestimado
7	Agrietamiento
8	Sedimentación

### Fallas.

Una falla es conceptualmente diferente de un incidente. Cuando se habla de la falla de una presa el término se refiere a una rotura de la obra, con consecuencias graves para la población e infraestructura existente aguas abajo. Una presa almacena generalmente un volumen importante de agua, muchas veces de varios millones de metros cúbicos, lo que representa una energía potencial enorme que al ser liberada incontroladamente cuando se rompe la obra se transforma en energía cinética que arrasa todo a su paso.

En el país se han presentado, en total, 7 fallas de presas. En la Tabla 1.4 se presenta un listado de las mismas, una de las cuales: El Guapo, ha sido la más destructiva, ya que causó grandes daños aguas abajo, así como la muerte de un número no precisado de personas, que según diferentes fuentes de información podría estar en torno a 10. Este es el único caso en el país en el que se ha registrado la pérdida de vidas humanas como consecuencia de la falla de una presa.

**Tabla 1.4.-** Fallas de presas en Venezuela

<b>PRESA</b>	<b>FECHA DE LA FALLA</b>
Siburúa	1964
Las Tinajas	1965
Aracay	21 de agosto de 1986
El Cristo	9 de abril de 1999
El Guapo	16 de diciembre de 1999
Tocuyo de la Costa (Játira)	17 de diciembre de 1999
Manuelote	5 de diciembre de 2010

### Consideraciones Sobre la Seguridad de las Presas.

Los registros del Comité Mundial de Grandes Presas revelan que por cada 1.000 presas existentes en el mundo, otras 10 han fallado, lo que significa que estadísticamente ha ocurrido la rotura de aproximadamente el 1% de todas las presas construidas. Considerando que de las casi 100 presas que existen en Venezuela han fallado 7, se ve que se ha excedido dicho porcentaje de roturas. Pero es necesario señalar que cuatro de las presas que se incluyen en la Tabla 1.4 son obras menores, que no clasifican como grandes presas. Sin embargo, aún considerando únicamente las tres grandes presas que han fallado en Venezuela: El Cristo, El Guapo y Manuelote, se triplica el porcentaje medio mundial, lo que indica que se requiere un mayor cuidado en el proyecto, construcción, inspección, operación y mantenimiento de las presas del país.

En el ámbito mundial la causa más frecuente asociada a la fallas de las grandes presas de tierra, es su desbordamiento, debido a la insuficiente capacidad de los aliviaderos. Esta es una deficiencia de proyecto que se debe específicamente a la subestimación de las crecientes, lo que a su vez responde, en el caso de Venezuela, al progresivo deterioro y desmantelamiento de la red hidrológica nacional, por una parte, y por la otra, a los cambios climáticos que están teniendo lugar a escala planetaria, los cuales se manifiestan en los ríos por variaciones de los dos extremos hidrológicos en sentidos

opuestos: mayores caudales de las crecientes durante los períodos lluviosos y menores caudales durante los estiajes, manteniéndose los caudales medios anuales sin cambios significativos. Esta tendencia hidrológica a la intensificación de los extremos, es la contraria a la que hipotéticamente sería la más deseable: ríos con un caudal constante durante todo el año, en cuyo caso sería innecesario construir embalses para regularlo.

El comportamiento de la infraestructura hidráulica de un país depende fundamentalmente de la cantidad y calidad de los datos hidroclimáticos disponibles para la planificación, proyecto y operación de cada obra, especialmente las de embalse. Si la data hidrológica no existe, es incompleta o deficiente, quedan dos alternativas para el desarrollo de nuevas obras de embalse: la primera consiste en posponerlas hasta que, con el paso de los años, se disponga de la base mínima de datos hidrológicos indispensables. Esta alternativa, poco utilizada en la práctica, lleva implícito un retraso en el desarrollo del país. La segunda alternativa, de uso más común, consiste en hacer estudios hidrológicos “conservadores”, transponiendo datos de otras cuencas y aplicando factores empíricos de mayoración, para estar del “lado de la seguridad”, lo que no siempre sucede; y de suceder, aunque se tendría entonces el caso menos malo, el sobredimensionamiento traería como consecuencia la inversión de recursos excesivos en las obras, lo que podría evitarse si se dispusiera de la información hidrológica necesaria.

De lo anterior surge la siguiente paradoja: no se hacen las mediciones hidrológicas necesarias por falta de recursos, pero después se “sobredimensionan” las obras hidráulicas para subsanar esa deficiencia y se gasta mucho más de lo que hubiera sido necesario invertir en la red hidrológica nacional, con el agravante de que no existe la certeza de que dichos sobredimensionados en realidad lo sean, o por el contrario, se hayan quedado cortos.

### **Observación y Vigilancia.**

Toda presa está sometida a la acción de agentes naturales que tienden a deteriorarla: lluvia, viento, oleaje, cambios de temperatura, sustancias químicas, crecientes, filtraciones, vegetación, animales, etc. Las presas envejecen, al igual que todo lo demás. Con el transcurso de los años sus materiales van perdiendo las propiedades originales y sus condiciones resistentes pueden disminuir. Por otra parte, cada presa ha sido proyectada y construida según los conocimientos de la época, algunos de los cuales eran imperfectos. Obras consideradas suficientemente seguras hace 50 años, o incluso menos, pueden plantear dudas según los conocimientos actuales.

Ninguna obra de ingeniería civil tiene un poder tan destructivo como una presa en caso de falla. El peso de una presa de tierra o de concreto, de dimensiones medias, es del orden de millones de toneladas. Muy pocas otras obras de ingeniería aplican tales cargas a sus fundaciones. El agua almacenada en un embalse puede tener un peso de cientos y hasta de miles de millones de toneladas. Estas enormes masas pueden llegar incluso a desestabilizar la corteza terrestre, activando fallas geológicas e induciendo sismicidad. La energía potencial almacenada detrás de una presa, representada por la masa del agua embalsada, es enorme y su potencial destructivo resulta difícil de imaginar. Esa energía potencial al ser liberada incontroladamente cuando se rompe la obra se transforma en energía cinética que arrasa todo a su paso.

Por todo lo expuesto, es imperativo observar sistemáticamente el comportamiento de las presas. Las observaciones deben tener dos periodos de especial atención: los primeros años después de puesta en funcionamiento la obra, particularmente durante el primer llenado del embalse, y cuando la obra ha envejecido. El período intermedio exige también atención y vigilancia, pero de una forma más rutinaria.

**REFERENCIAS**

- 1.- CIGB – ICOLD.  
Leçons Tirées des Accidents de Barrages.  
Imprimerie Louis-Jean, Gap, Paris, 1974.
- 2.- Jansen, R.B. - U.S. Department of the Interior.  
Dams and Public Safety.  
U.S. Bureau of Reclamation, Washington, 1983.
- 3.- Smith N.  
A History of Dams.  
Peter Davies, Londres, 1971.
- 4.- Vallarino, E.  
Tratado Básico de Presas.  
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.  
Madrid, 1991.
- 5.- República de Venezuela – Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas en Venezuela.  
Caracas, Junio 1973.
- 6.- República de Venezuela – Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas en Venezuela.  
Caracas, 1976.
- 7.- República de Venezuela – Ministerio de Obras Públicas.  
Revista Técnica Nº 19, Julio 1912.
- 8.- Ingeniería Forense y Estudios de Sitio – Guía Para la Prevención y Gestión de Riesgos – Volumen II. Compilación: José Grases.  
Ediciones CITECI - CONSULIBRIS, Caracas, 2009.



## CAPÍTULO 2 – EMBALSE GUATAMARE

---

### CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Grande, al sureste del Valle del Espíritu Santo, Distrito Mariño del Estado Nueva Esparta.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de la población de Porlamar.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 59,00 msnm. Capacidad a nivel normal: 660.000 m <sup>3</sup> . Área inundada a nivel normal: 9,25 ha. Caudal regulado: 14,9 lps.
<b>Presa:</b>	Número de presas: 2. Tipo: Homogéneas, de arcilla. Altura máxima: 20,50 m. Longitud de cresta de la Presa N°1: 337 m. Longitud de cresta de la Presa N°2: 173 m. Cota de las crestas: 62,00 m. Pendiente de los taludes aguas arriba: 3:1. Pendiente de los taludes aguas abajo: 2,5:1.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Abanico de descarga libre. Capacidad máxima: 20 m <sup>3</sup> /s. Cota de la cresta: 59,00 msnm.

### Cronología y Problemas de Fugas de Agua.

El embalse está contenido por dos presas similares (Figuras 2.1 y 2.2), con secciones transversales homogéneas, de arcilla, y con ambos taludes protegidos por enrocados.

La cuenca propia de este embalse es muy pequeña, razón por la cual fue necesario construir un canal de cintura bordeando los cerros aledaños al estribo derecho de la Presa N°1 (Figura 2.2), que capta los caudales de varias pequeñas quebradas y los conduce hacia el embalse. Aún con los aportes de este canal, el caudal total regulado ha sido estimado en tan solo 14,9 lps, por lo que cualquier filtración, por pequeña que sea, que tenga lugar en las presas o en sus fundaciones, afectaría significativamente la funcionalidad de esta obra, haciendo imperioso corregirlas, tal como se describe más adelante.

La fundación de las presas consiste en esquistos y calizas marmolinas con frecuentes grietas y cavernas. En la mayor parte del área del embalse las rocas están recubiertas por aluviones, Figura 2.3.

En pleno proceso constructivo, en septiembre de 1954, ocurrió la fuga total del agua embalsada, causando la socavación de la base de la torre-toma, cuya construcción se estaba iniciando. No se observó en ninguna parte salida del agua infiltrada. La torre-toma, en proceso de ejecución, se encontraba situada en las inmediaciones del contacto de la

Presas N°1 con el estribo izquierdo (Figura 2.2). El fondo del embalse en esta zona estaba recubierto por aluviones permeables, que permitieron la fuga del agua, aún con poca carga. En estos aluviones se produjeron hundimientos por el arrastre de sus partículas a través de las cavernas y grietas de las calizas subyacentes, las cuales fueron descubiertas como resultado de las exploraciones efectuadas a raíz de la fuga del agua del embalse.

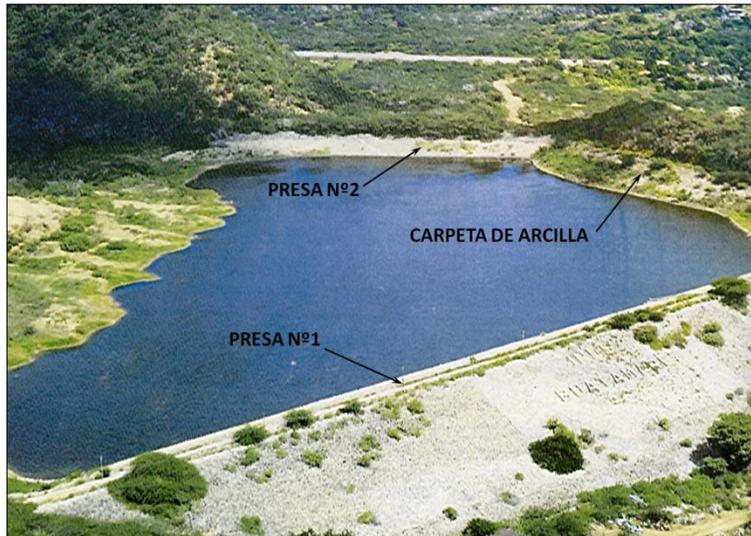


Figura 2.1.- Embalse Guatamare. Vista de conjunto (Cortesía de HIDROVEN).

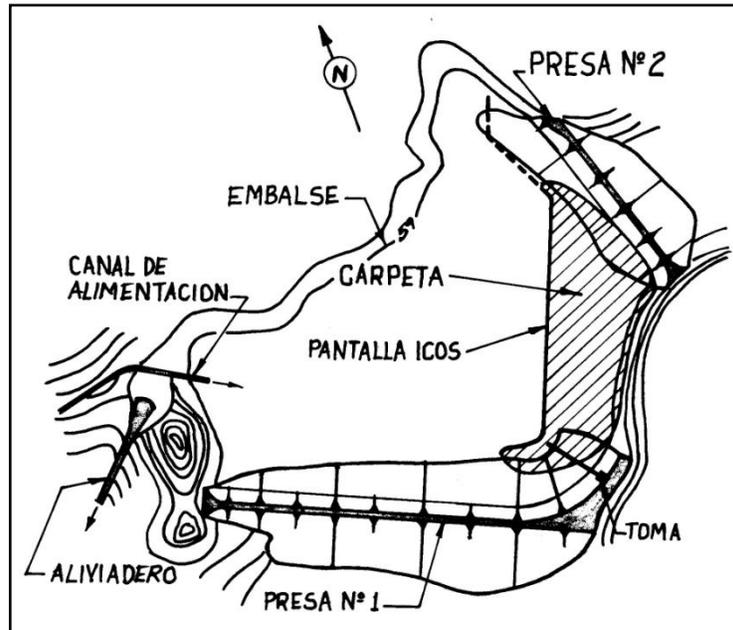
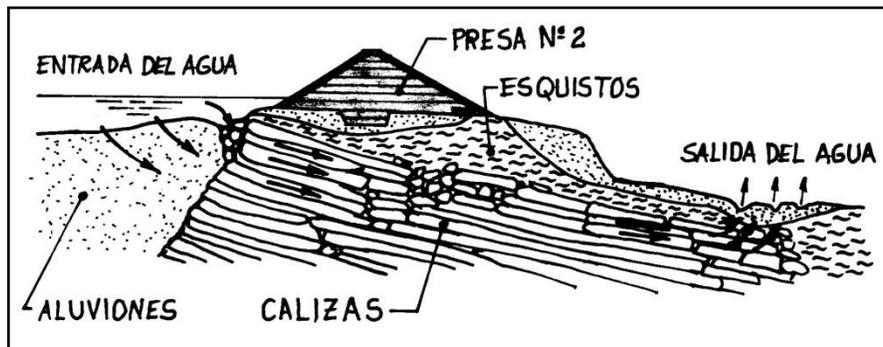


Figura 2.2.- Embalse Guatamare. Planta esquemática del conjunto.

Como consecuencia de los inconvenientes presentados se decidió abandonar la construcción de la torre-toma inicialmente proyectada y sustituirla por una tubería de acero colocada sobre el enrocado del talud aguas arriba de la Presa N°1, operando como un sifón, Figura 2.5. Las cavernas y grietas descubiertas en la caliza, en la zona de la fuga, fueron rellenadas con concreto pobre. El terraplén de arcilla de la Presa N°1 se extendió sobre la ladera de su estribo izquierdo y el fondo del embalse para cubrir e impermeabilizar el área afectada por el escape del agua, Figura 2.2.

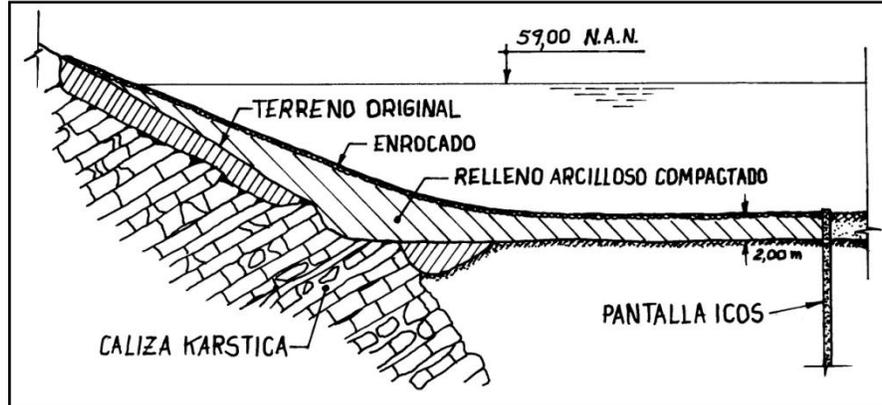
En julio de 1955, cuando la obra estaba casi concluida y se había almacenado un volumen considerable de agua, se presentó una fuga violenta, con hundimientos importantes en el fondo del embalse, al pié de la ladera del cerro comprendido entre ambas presas, en las inmediaciones de la toma. En esta oportunidad el agua afloró unos 200 m aguas abajo de la Presa N°2 con gran intensidad, Figura 2.3.



**Figura 2.3.-** Sección transversal esquemática de la Presa N°2, Indicando la trayectoria de las fugas de agua.

Se hicieron excavaciones en el área de los hundimientos y fugas del agua embalsada, poniéndose al descubierto calizas kársticas con presencia de cavernas y grietas abiertas. De inmediato se iniciaron pruebas de inyecciones de cemento en las que se obtuvieron grandes pérdidas del material sin lograr levantar presión, lo que indicaba que las cavidades no estaban siendo selladas. Después de inyectar 1.580 sacos de cemento se decidió terminar con la utilización de este material y continuar inyectando arcilla, obtenida por tamizado en seco del material detrítico excavado en la ladera norte del embalse. Se inyectaron 45 m<sup>3</sup> de arcilla, no lográndose tampoco levantar presión, a pesar de que la viscosidad del barro se llevó a la máxima posible. En vista de los pobres resultados obtenidos se decidió suspender todos los ensayos de impermeabilización mediante inyecciones.

Después de analizar diferentes alternativas de impermeabilización de las calizas, se resolvió contratar la construcción de una pantalla vertical de concreto ICOS, formada por pilotes secantes, según el alineamiento que se indica en la Figura 2.2, unida a una carpeta formada por un suelo arcilloso compactado, cubriendo el fondo del vaso de almacenamiento y la ladera correspondiente del cerro existente entre las dos presas, hasta la cota 60 msnm, de acuerdo al corte esquemático que se indica en la Figura 2.4.



**Figura 2.4.-** Sección transversal típica, indicando la pantalla ICOS de pilotes secantes y la carpeta de material arcilloso compactado.

Los pilotes secantes de concreto tienen un diámetro de 54 cm y profundidades variables que alcanzaron como máximo los 17 metros. El trazado de la pantalla de pilotes es el que se indica en la Figura 2.2, cubriendo así toda la zona de cavernas y grietas detectadas en las exploraciones, para una longitud total de 300 metros. La parte superior de los pilotes fue arriostrada con una viga de corona. La línea de trazos que se indica en el extremo norte de la pantalla de pilotes, en el estribo izquierdo de la Presa N°2, corresponde a un tramo que se construyó de manera convencional, excavando hasta un máximo de 5 m de profundidad y rellenando la zanja con concreto.

Una vez construida la pantalla se excavaron todas las áreas comprendidas aguas abajo de ésta, hasta la cota 60,00 msnm, eliminando los suelos para poner al descubierto las calizas. Se procedió entonces a rellenar con concreto las cavidades y grietas de la superficie de las calizas, hasta dejarlas consolidadas, impermeabilizadas y uniformizadas superficialmente. Seguidamente se construyó sobre las calizas una carpeta formada por suelos arcillosos compactados, utilizando materiales de préstamo excavados de la ladera norte del embalse. El espesor de la carpeta alcanzó en algunos sitios críticos hasta 8 metros y en otros un mínimo de 2 metros. El material arcilloso fue recubierto con un enrocado, como protección contra la erosión.

En 1970 aparecieron filtraciones que afloraban en las juntas del canal del aliviadero entre las cotas 46 y 47 msnm, con un caudal muy pequeño. Se construyó una cortina de inyecciones a partir del contacto de la Presa N°1 con su estribo derecho, hasta el muro izquierdo del aliviadero, con lo que se lograron reducir las filtraciones en un 70%. Las exploraciones geológicas revelaron la existencia de un lecho aluvial filtrante ubicado entre 12 y 20 m de profundidad, con un ancho variable comprendido entre 2 y 8 m. Inicialmente se pensó sellar este lecho con pilotes secantes de bentonita-cemento o con un muro colado de pared delgada, pero por el alto costo de estas obras y por lo reducido del caudal de las filtraciones se optó por esperar a que se lograra su auto-sellado con los propios sedimentos del embalse.

No se presentaron posteriores incidentes en esta obra (Figura 2.5). A principio de la década de los años 1990 el embalse fue sacado de servicio debido a su bajo rendimiento (14,9 lps), que resultaba insignificante para el consumo de Porlamar, el cual se fue incrementado aceleradamente a causa del gran desarrollo turístico de la Isla. Se ha planteado la posibilidad de utilizar este embalse como un almacenamiento de reserva, llenándolo con los aportes procedentes de tierra firme, principalmente del Sistema Turimiquire.



**Figura 2.5.-** Embalse Guatamare. Vista de la Presa N°1 (Octubre 2000).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Rengel Freites, J.M.  
Historia del Abastecimiento de Agua Para las Islas de Margarita y Coche.  
Tercer Congreso Geológico Venezolano – Memoria – Tomo IV.  
Caracas 1961.
- 2.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e  
Ingeniería de Fundaciones.  
Caracas 1983.
- 3.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Revisión de los Embalses Existentes en el Estado Nueva Esparta.  
TAHAL Consulting Engineers.  
Caracas, Octubre 2000.

## CAPÍTULO 3 – EMBALSE SIBURÚA

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Al sur de Coro, al pié de la Sierra de San Luis, en las inmediaciones de la población de Meachiche, Estado Falcón.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua a las instalaciones de la industria petrolera en la Península de Paraguaná.
<b>Embalse:</b>	Volumen: 615.000 m <sup>3</sup> .
<b>Presa:</b>	Tipo: Zonificada en su sector de mayor altura y homogénea en las zonas próximas a los estribos. Altura máxima: 16 m. Pendientes del talud aguas arriba: 2,5:1 - 3:1 Pendiente del talud aguas abajo: 2:1

### Cronología y Problemas en la Presa.

Esta obra fue construida con el propósito de crear un pequeño almacenamiento de agua para ser utilizada por la industria petrolera en la Península de Paraguaná. La presa no está construida sobre un río, sino sobre una planicie y su eje longitudinal describe en planta un trazado semicircular, terminando ambos extremos del terraplén contra la ladera norte de la Serranía de San Luis, Figura 3.1.



**Figura 3.1.-** Embalse Siburúa. Vista del talud aguas arriba de la presa, de eje longitudinal semicircular. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La alimentación del embalse se hacía por gravedad a través de una tubería de acero que captaba el agua de unos manantiales situados a gran altura en la sierra y la conducía hacia el embalse. Otra tubería de acero enterrada bajo la presa, servía de toma del agua embalsada, para ser conducida hacia la Península de Paraguaná. La presa fue construida en el período 1956 -1957 y su proyecto se efectuó en el exterior.

Durante el año 1959 ocurrió un deslizamiento en el talud aguas arriba durante un descenso rápido del nivel del embalse. En 1964 se produjo otro deslizamiento profundo en el talud aguas abajo de la presa, en un sector de sección homogénea cercano a la ladera, encontrándose el embalse lleno, lo que obligó vaciarlo totalmente.

Estudios de laboratorio sobre muestras inalteradas del terraplén de la presa y análisis de estabilidad realizados en 1969 (Wolfskill y Lambe), evidenciaron el carácter frágil de las arcillas de mediana plasticidad utilizadas en la construcción de la obra y justificaron analíticamente los deslizamientos ocurridos. Al entrar en servicio el Embalse El Isiro en 1963 (situado al Norte de Siburúa), cuyo almacenamiento de agua es muy superior al de éste, Siburúa fue abandonado y desde entonces está fuera de servicio.

En el año 1997 se construyeron obras complementarias y de reparación, con la finalidad de poner esta obra nuevamente en funcionamiento, aunque no para la industria petrolera instalada en Paraguaná, sino para el abastecimiento de los caseríos aledaños al embalse. Con este propósito, se excavó una trinchera en la sección de máxima altura de la presa y se instaló un conducto de toma enterrado bajo el terraplén. La Figura 3.2 muestra el talud aguas arriba de la presa en el sector en el que se efectuaron los trabajos complementarios indicados.



**Figura 3.2.-** Talud aguas arriba de la presa en el sector en el que se construyó la toma.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.)

**REFERENCIAS**

- 1.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e  
Ingeniería de Fundaciones.  
Caracas 1983.



## CAPÍTULO 4 – EMBALSE LAS TINAS

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	En las inmediaciones de San Antonio de Tamanaco, Estado Guárico.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento rural.
<b>Embalse:</b>	Volumen: 36.000 m <sup>3</sup> .
<b>Presa:</b>	Tipo: Homogénea de arcilla. Altura máxima: 13,00 m.

### Cronología y Problemas en la Presa.

En 1965, esta pequeña presa homogénea de arcilla, construida por el Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, falló por la formación de un túnel en el terraplén, originando el vaciado del embalse, la inundación de un caserío aguas abajo y lesiones a una persona, Figuras 4.1 y 4.2.



**Figura 4.1.-** Túnel en el terraplén de arcillas dispersivas de la presa.  
(Cortesía del Geól. Gustavo Vásquez).



**Figura 4.2.-** Detalle del túnel en el terraplén de arcillas dispersivas.  
(Cortesía del Geól. Gustavo Vásquez).

Varios años después, el Ministerio de Obras Publicas investigó la causa de la falla (formación del túnel), para lo que se tomaron muestras de la arcilla y al analizarlas se pudo comprobar que las mismas correspondían a un suelo altamente dispersivo.

Las arcillas dispersivas se caracterizan por poseer sodio en su estructura molecular, el cual reacciona con el agua, especialmente cuando ésta no contiene sales disueltas, o tiene un contenido bajo de las mismas, por lo que el agua de lluvia se presta de manera especial a esta acción, ya que tiene un mayor poder de reacción que el agua del embalse. La reacción del sodio con el agua produce una desintegración casi inmediata del suelo, formando cavernas que se agrandan continuamente por erosión interna.

Las arcillas dispersivas eran desconocidas antes del año 1970, ya que no son detectadas por los ensayos de rutina comúnmente efectuados para la caracterización de los diferentes tipos de suelos. En 1972 J.L. Sherard (consultor de numerosos proyectos de presas en Venezuela) publica un trabajo de investigación en el que por primera vez se analiza la falla de varias presas pequeñas a causa de las arcillas dispersivas (“Piping in Earth Dams of Dispersive Clay”, Proceedings, ASCE Speciality Conference on the Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol.1, 1972). En 1976 J.L. Sherard publica otro trabajo en el que se presenta un ensayo práctico y sencillo para la identificación de los suelos dispersivos (“Pin Hole Test For Identifying Dispersive Soils”, ASCE, Journal at the Geotechnical Engineering Division, 1976). Desde entonces el ensayo Pin Hole se considera de uso rutinario en la evaluación de préstamos para la construcción de presas.

Este es el primer y único caso documentado de la falla de una presa en Venezuela, atribuida a las arcillas dispersivas.

La presa fue reconstruida utilizando arcillas no dispersivas y no se tiene información de inconvenientes posteriores, Figura 4.3.



**Figura 4.3.-** Presa reconstruida.  
(Cortesía del Geól. Gustavo Vásquez).

**REFERENCIAS**

- 1.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e  
Ingeniería de Fundaciones.  
Caracas 1983.

## CAPÍTULO 5 – EMBALSE EL ISIRO

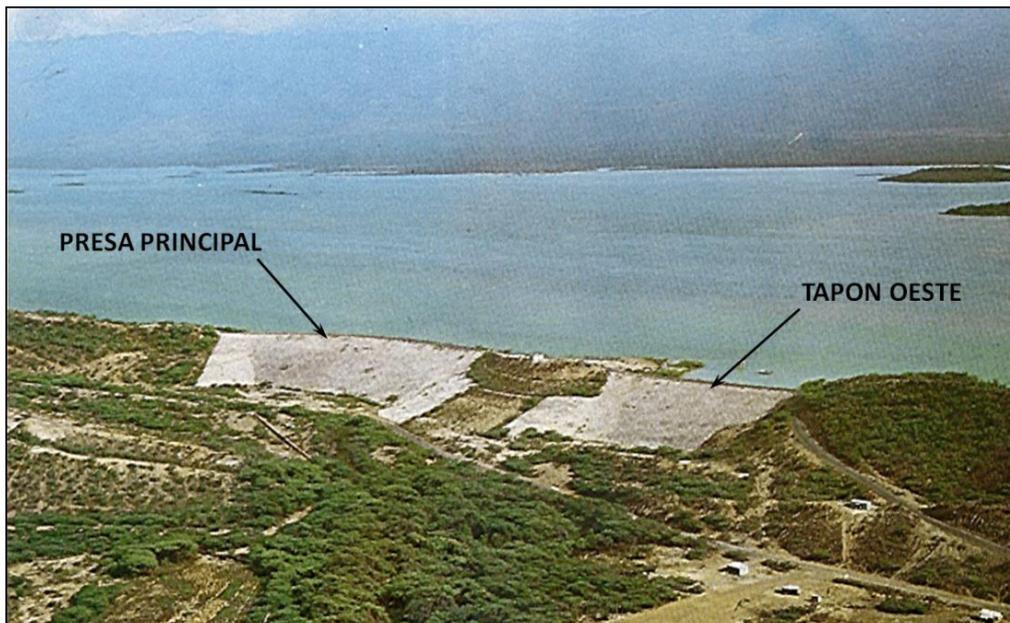
---

### Características Principales.

- Ubicación:** Sobre el río Coro, a 7 km de Coro, Estado Falcón.
- Propósito:** Abastecimiento de agua potable a las ciudades de Coro, La Vela y la Península de Paraguaná.
- Embalse:** Nivel de aguas normales: 65,00 msnm.  
Capacidad a nivel normal:  $157,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .  
Área inundada a nivel normal: 1.900 ha.
- Presa Principal:** Tipo: De tierra zonificada, con núcleo central de arcilla y espaldones de grava arcillosa. Eje longitudinal curvo.  
Altura: 35 m.  
Longitud de la cresta: 230 m.  
Cota de la Cresta: 69,00 msnm.  
Pendiente del talud aguas arriba: 3:1.  
Pendiente del talud aguas abajo: 2,5:1.

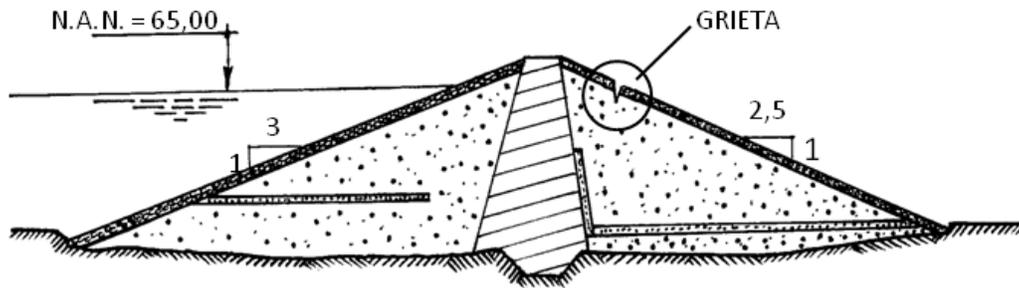
### Cronología y Problemas en la Presa Principal.

El embalse está formado por la Presa Principal, el Tapón Oeste, el Tapón Angoleta y los Taponés Sur I y Sur II. La Presa Principal y el Tapón Oeste están separados por un pequeño cerro, encontrándose ambas obras prácticamente contiguas, Figura 5.1.



**Figura 5.1.-** Embalse El Isiro. Vista aérea de la Presa Principal y del Tapón Oeste. (Cortesía del MARNR).

Las secciones transversales de la Presa Principal y del Tapón Oeste son similares. Ambas obras están formadas por un núcleo central de arcilla impermeable y sendos espaldones de gravas areno - arcillosas, Figura 5.2. Los taludes están protegidos contra la erosión mediante enrocado volcado sobre los espaldones de grava. La presa principal tiene un eje longitudinal curvo con centro aguas abajo. La fundación está formada por estratos delgados intercalados de areniscas y lutitas, con un rumbo general paralelo al eje de la presa y buzamiento de unos  $15^\circ$  hacia el embalse.



**Figura 5.2.-** Sección transversal de la Presa Principal.

La obra fue construida por el Instituto Nacional de Obras Sanitarias entre 1962 y 1963.

El primer llenado del embalse tuvo lugar durante todo el año 1964 y la primera mitad de 1965, alcanzando la cota 59 msnm. A finales de julio de 1965 apareció una grieta de grandes dimensiones, paralela al eje longitudinal del terraplén, en la parte superior del talud aguas abajo de la Presa Principal, Figuras 5.2 y 5.3.



**Figura 5.3.-** Grieta longitudinal en la parte superior del talud aguas abajo de la presa, tal como se observó al retirar el enrocado.  
(Cortesía del Geól. Gustavo Vásquez).

La grieta tenía una longitud de unos 90 m y unos 50 cm de ancho superficial, disminuyendo gradualmente hasta una profundidad de 2 m donde desaparecía. En el pavimento asfáltico de la cresta de la Presa Principal se observaron grietas con pequeñas aberturas (hairline cracks), con la apariencia de haber sido producidas por un desplazamiento horizontal de la cresta hacia el embalse.

Es posible que la grieta del talud aguas abajo de la presa se haya formado varios meses antes de ser detectada en julio de 1965, pero permaneció escondida por el enrocado de protección del talud. Después del descubrimiento de la grieta no se observó ningún aumento en sus dimensiones y cesaron los asentamientos de la presa.

En el Tapón Oeste, contiguo a la Presa Principal, no se produjeron grietas ni deformaciones apreciables, posiblemente debido a su menor altura y a que su eje es recto.

Después de efectuar un minucioso programa de investigaciones se llegó a las conclusiones que se indican seguidamente, como explicación del agrietamiento de la presa.

Por problemas de tipo hidrológico la Presa Principal fue construida en una carrera contra el tiempo. El núcleo se construyó con arcilla compactada a una humedad cercana a la óptima. Los espaldones se construyeron utilizando grava areno-arcillosa, compactada sin ningún tipo de humedecimiento, mediante seis pasadas de un equipo de cauchos de 50 toneladas. Pruebas efectuadas posteriormente indicaron que la humedad media de los espaldones de grava era aproximadamente del 4%, mientras que la humedad óptima del material, según el ensayo Proctor Standard, estaba comprendida entre el 9% y el 11%.

En el año de 1965, casi dos años después de la terminación de la obra, al saturarse el espaldón de aguas arriba con el primer llenado del embalse, se produjo un gran asentamiento en el mismo, originando que el núcleo impermeable se deflectara en dirección aguas arriba. El espaldón de aguas abajo permaneció seco y debido a su rigidez no pudo seguir el desplazamiento del núcleo hacia aguas arriba.

Posteriormente, al humedecerse el espaldón aguas abajo por efecto de las lluvias, también sufrió asentamientos importantes.

Para reparar los daños se procedió a rellenar la grieta con un material similar al del espaldón, pero con una humedad ligeramente superior a la óptima, Figura 5.4.

También se efectuaron inyecciones de cemento a presión para sellar las fisuras internas en el núcleo de la presa, detectadas en varios pozos de observación. Las inyecciones tuvieron lugar principalmente en los contactos de la presa con los estribos.

Se colocaron diferentes instrumentos para hacer un seguimiento al comportamiento del terraplén: inclinómetros, piezómetros, testigos de asentamiento. Adicionalmente, se hicieron perforaciones de drenaje en los estribos, pozos de alivio a lo largo del pie aguas abajo de la Presa Principal y se instalaron medidores del caudal infiltrado. Los trabajos de

reparación e instrumentación de la presa concluyeron en 1966 y desde entonces no se han reportado nuevos incidentes.



**Figura 5.4.-** Grieta rellenada con un material similar al del espaldón.  
(Cortesía del Geól. Gustavo Vásquez).

**REFERENCIAS**

- 1.- Sherard, J.L.  
Embankment Dam Cracking.  
Embankment-Dam Engineering – Casagrande Volume.  
Hirschfeld, R.C. – Poulos, S.J., Editors.  
John Wiley & Sons, New York 1973.
- 2.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Revisión del Estado Actual de la Presa El Isiro, Coro, Estado Falcón.  
Solestudios, Octubre 1995.



## CAPÍTULO 6 – EMBALSE TULÉ

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Cachimí, 80 km al Noroeste de Maracaibo, Estado Zulia.
<b>Propósitos:</b>	Riego, abastecimiento de agua potable a la ciudad de Maracaibo y al Complejo Petroquímico El Tablazo. Control de inundaciones.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 33,40 msnm. Capacidad a nivel normal: $318 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada a nivel normal: 5.675 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea (inicialmente). Altura: 18,75 m. Longitud de la cresta: 5.315 m. Cota de la cresta: 37,00 msnm. Volumen del terraplén: $4,40 \times 10^6 \text{ m}^3$ .
<b>Tomas:</b>	Tipo: Dos tomas para riego y una toma para acueducto. Las tres tomas en forma de conductos enterrados bajo la presa.

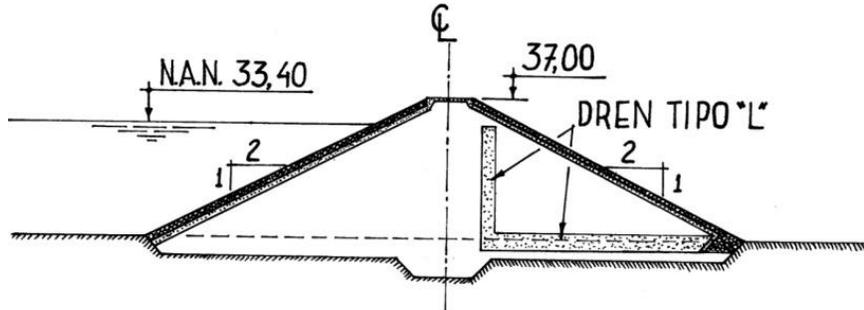
### Cronología y Problemas en la Presa.

La construcción de la presa Tulé comenzó en el año de 1964 y la obra fue puesta en servicio en 1968, cuando se dio inicio al primer llenado del embalse, Figura 6.1.



**Figura 6.1.-** Embalse Tulé. Vista general de la presa en Marzo de 1969.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Originalmente la presa fue construida como un terraplén homogéneo, formado por limos arenosos, limos gravo - arcillosos y limos arcillosos, con pendiente 2:1 en ambos taludes. El proyecto incluía un dren de arena, tipo "L" a todo lo largo de la presa para captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo. Ambos taludes estaban protegidos de la erosión mediante enrocados, Figura 6.2.



**Figura 6.2.-** Sección transversal típica de la presa, según el proyecto original.

El sitio de presa es una planicie entre colinas de baja altura por la que divaga el Río Cachirí y donde ha dejado numerosos cauces abandonados. La planicie es un depósito aluvial reciente formado por una sedimentación errática de materiales limo - arenosos, arcillosos y escasamente por gravas, con profundidad variable que alcanza hasta unos 30 metros. Subyacen a estos aluviones rocas blandas de edad terciaria, las cuales forman también los estribos.

Durante el primer llenado del embalse en el año 1968, se presentaron varios deslizamientos en el talud aguas arriba de la presa y en menor escala en el talud aguas abajo. En esa época el nivel del agua en el embalse estaba unos 9 metros por debajo de la cresta de la presa. A pesar de que según el proyecto el espaldón no se encontraba en la condición crítica de diseño, respecto al deslizamiento (vaciado rápido), su saturación, en la que también influyeron las lluvias, aunado a una granulometría inadecuada de los materiales de construcción del enrocado de protección y su capa base, así como la baja compactación del material del talud, fueron las causas de lo ocurrido.

Se tomó la decisión de bajar el nivel del embalse y reparar los daños del terraplén. A principios del año de 1969 los daños continuaban y los deslizamientos cubrían en total unos 300 m a lo largo de la presa. Debido a la dificultad para bajar la cota del embalse, ya que las obras de toma y descarga estaban inconclusas, el nivel del agua alcanzó la elevación de 32,7 msnm. Algunos piezómetros instalados al pie aguas abajo de la presa llegaron a registrar niveles de hasta cuatro metros por encima de la cota del terreno. Como producto de esta fuerte subpresión se originó una serie de filtraciones que afloraban unos 11 m aguas abajo del pie de presa, con arrastre de material (boiling), Figura 6.3.

Cabe destacar que la presa no está fundada sobre roca, sino sobre diversos tipos de suelos con diferentes características que varían a lo largo de los 5,3 km de longitud que tiene la obra. En algunos sitios de la fundación se detectaron lentes y bolsones de materiales permeables.

Para efectuar las reparaciones de los taludes fue necesario cortar la presa y vaciarla, Figuras 6.4, 6.5 y 6.6. El corte de la presa fue hecho en su sección de altura máxima, coincidiendo con el cauce del Río Cachimí. Dicho corte también fue aprovechado para construir la tercera toma, utilizada para el acueducto de Maracaibo.



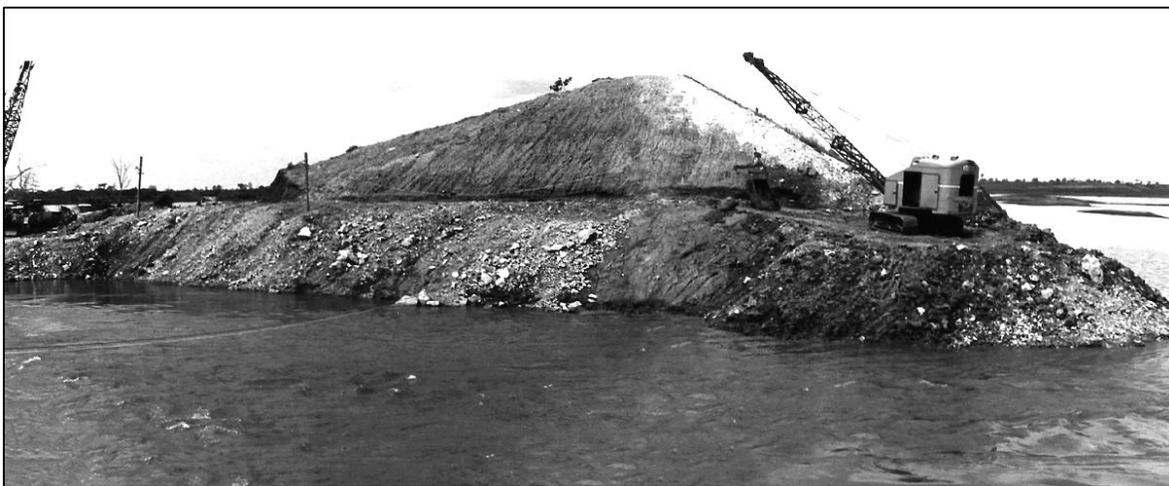
**Figura 6.3.-** Filtraciones con arrastre de partículas, aflorando aguas abajo de la presa. Marzo de 1969. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 6.4.-** Comienzo del corte de la presa para el vaciado. Junio de 1970. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 6.5.-** Vaciado a través de un enrocado volcado para controlar el avance de la erosión en el terraplén. Junio de 1970. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 6.6.-** Presa cortada en toda su altura y embalse vaciado. Junio de 1970. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

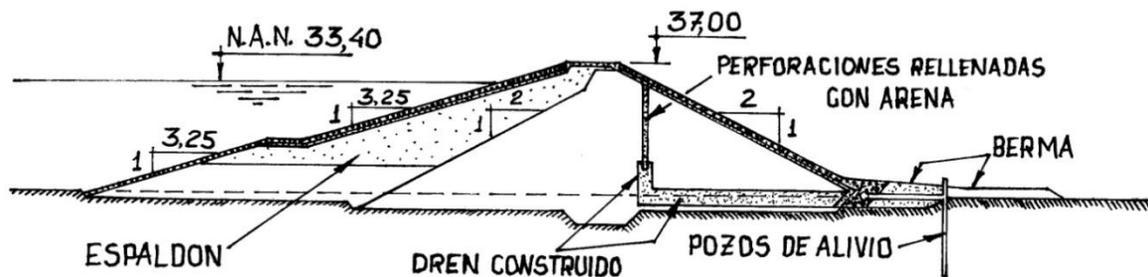
Al efectuar el corte de la presa se observó que la rama vertical del dren tipo "L", para captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo, no existía, y que la rama horizontal no tenía el espesor indicado en el proyecto. Este hallazgo hizo que se acometiera un programa de investigación mediante perforaciones ubicadas a lo largo de toda la presa,

para detectar las dimensiones del dren, encontrándose que en algunos tramos la rama vertical no se había construido, y en otros no había alcanzando la cota indicada en el proyecto.

Los ensayos de laboratorio realizados en muestras de suelos provenientes de la presa, indicaron también que en la etapa de proyecto se había hecho una sobre-estimación de los parámetros de resistencia al corte de los materiales del terraplén, lo que explicó su inestabilidad. Las investigaciones demostraron que las muestras de suelos ensayadas cuando se efectuó el proyecto original, varios años antes de los incidentes, no habían alcanzado la saturación completa, por no haberse impuesto aún en Venezuela la técnica de la contrapresión en los ensayos triaxiales. En consecuencia, esos ensayos sobre muestras parcialmente saturadas dieron como resultado una sobre-estimación de la resistencia al corte de los materiales del terraplén.

Los estudios y análisis de estabilidad que se realizaron, basados en los nuevos parámetros, llevaron a la conclusión de que sería necesario tender el talud aguas arriba a 3,25:1.

La presa originalmente era de tipo homogéneo, constituida por un material limo-arcilloso. Con las modificaciones efectuadas pasó a ser zonificada, ya que se construyó un espaldón adosado al talud aguas arriba, el cual, en su parte inferior consiste en una carpeta de arcilla de unos 4 m de altura, sobre la que se colocaron materiales areno-limosos y areno-gravosos hasta la cresta de la presa. La protección del talud aguas arriba se hizo con un enrocado de 70 cm de espesor, y la del talud aguas abajo con una capa de ripio de cantera de 60 cm de espesor, Figura 6.7.



**Figura 6.7.-** Sección transversal típica de la presa con las modificaciones construidas.

Las deficiencias encontradas en la construcción de la rama vertical del dren en "L", o su ausencia en algunos tramos, fueron subsanadas parcialmente haciendo perforaciones de 50 cm de diámetro, cada 5 metros, con una máquina de pilotaje, hasta interceptar el dren horizontal, o la parte construida del dren vertical, y rellenando las perforaciones con arena permeable, tal como se indica en la Figura 6.7.

Para controlar la subpresión aguas abajo de la presa se perforaron 83 pozos de alivio, de 20 metros de profundidad, espaciados unos 20 metros entre sí. Además, se construyó una berma en esta zona para dar peso a la fundación, Figura 6.7.

Las obras de estabilización y drenaje construidas para resolver los problemas detectados a partir de la puesta en servicio de esta presa, tuvieron inicialmente tan solo un éxito limitado, ya que cuando la cota del embalse se acercaba al nivel normal reaparecían los manantiales aguas abajo y la tendencia al arrastre de partículas (boiling), lo que obligó durante años a mantener la cota del embalse varios metros por debajo del nivel normal de proyecto (33,40 msnm). Con el paso del tiempo se fue permitiendo un incremento gradual, controlado, de la cota del agua embalsada, la cual en la actualidad corresponde a la de proyecto (33,40 msnm), sin que se hayan vuelto a presentar los problemas anteriores de surgimiento de manantiales y arrastre de partículas. En vista de que esta obra ya tiene más de 47 años en operación, lo más probable es que los sedimentos finos que aporta el río hayan formado una capa en el fondo del embalse, que disminuyó la permeabilidad de los aluviones y en consecuencia las filtraciones (Figura 6.8).



**Figura 6.8.-** Embalse Tulé. Vista de la presa en enero de 2012. Obsérvese que el pie aguas abajo de la obra está seco, en contraste con el estado que presentaba en Marzo de 1969 (Figura 6.3). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. Caracas 1983.
- 2.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 3.- Castro Olmos, R.M. – Kais Ferrero, G.L.  
Accidentes, Incidentes y Fallas de las Presas de Tierra en Venezuela.  
Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello, Facultad de Ingeniería. Caracas, Mayo 1985.



## CAPÍTULO 7 – EMBALSE GURI

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Caroní, a 90 km de Puerto Ordaz, en el Edo. Bolívar.
<b>Propósito:</b>	Generación hidroeléctrica.
<b>Embalse:</b>	Volumen: $135.000 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: $4.250 \text{ km}^2$ . Caudal medio del río: $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Presa Principal:</b>	Tipo: Gravedad, de concreto. Altura máxima: 162 m. Longitud de la cresta: 1.242 m. Volumen de concreto: $5.280.000 \text{ m}^3$ .
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: 3 canales, cada uno de ellos controlado por 3 compuertas radiales. Tamaño de las compuertas radiales: 15,24 m de ancho x 20,76 m de altura. Caudal máximo: $27.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Turbinas:</b>	Número: 20 Tipo: Francis. Potencia instalada: 10.000 Mw.

### Cronología y Problemas Durante la Etapa de Desviación del Río Para la Construcción de la Presa.

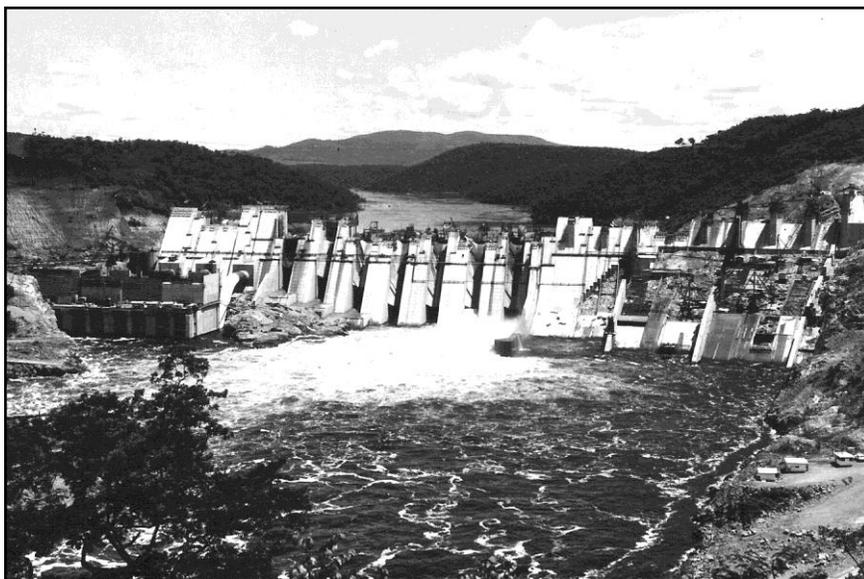
Electrificación del Caroní, C.A. (EDELCA), comenzó la construcción del Embalse Guri, en octubre de 1963. Las dos casas de maquinas se encuentran al pie de la presa de concreto y el aliviadero se sitúa en su contacto con el estribo izquierdo. El río Caroní tiene un caudal medio de  $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Durante la construcción de la obra fue medido un caudal de  $17.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El esquema de desviación del flujo del Río Caroní, adoptado para la construcción de la presa, consistió en las siguientes etapas:

**Primera Etapa:** Aprovechando la existencia de una isla en el centro del cauce, se desvió el flujo por un canal excavado hacia la margen derecha, protegiendo la parte izquierda de dicho canal mediante ataguías celulares de tablestacas, resistentes a las altas velocidades de la corriente. Para poder desviar el río hacia el canal fue necesario construir ataguías de tierra y roca que alcanzaron en algunos puntos alturas de 44 m. Una vez desviado el flujo, se procedió a la construcción de la presa, tipo gravedad, de concreto, en la zona protegida por las ataguías.

**Segunda Etapa:** En la presa de concreto parcialmente construida en la Primera Etapa se dejaron 7 conductos de fondo, de sección rectangular, de 10 m de ancho por 12 m de

altura. La entrada de cada conducto estaba formada por dos aberturas rectangulares de 5 m de ancho por 12 m de altura, separadas por una pila central. Dichas entradas tenían formas abocinadas y estaban provistas de compuertas de 6,65 m de ancho por 17,33 m de altura, para el control del flujo, siendo en total 14 unidades, Figura 7.1.



**Figura 7.1.-** Caudal del Río Caroní pasando a través de los conductos de fondo de la presa. (Cortesía del Ing. Herman Roo).

Una vez construida la presa de gravedad hasta una altura suficiente como para no ser sobrepasada por las crecientes del río, se eliminaron las ataguías de tierra y roca hechas en la Primera Etapa y se permitió el paso del flujo a través de los conductos de fondo dejados en la presa (Figura 7.1), para lo que se construyeron diques de cierre en la entrada y salida del canal de desviación. Realizado lo anterior, se procedió a completar el cierre del cauce mediante una presa de tierra.

**Tercera Etapa:** Al concluir la construcción de la presa, una vez terminada la etapa de desviación del río, estaba programado cerrar las compuertas instaladas en las entradas de los conductos de fondo, taponar dichos conductos con concreto, llenar el embalse y dar paso a las aguas del Río Caroní a través de las turbinas ya instaladas y el aliviadero.

En esta etapa surgieron problemas con el cierre de las compuertas, las cuales eran tipo tractor (montadas sobre orugas), con un peso aproximado de 100 toneladas por unidad y diseñadas para cerrar por su propio peso, Figura 7.2.

En julio de 1968, cuando se procedió a efectuar el cierre definitivo del desvío, se produjo la rotura de varios de los rodillos utilizados para el rodamiento de las compuertas sobre sus guías, observándose que algunos habían desaparecido y otros estaban fuera de sus asientos. Varios de estos rodillos fueron arrastrados por el flujo y quedaron depositados aguas abajo de la presa en las márgenes del Río Caroní (Figura 7.3). Los rieles de guía que servían de asiento a los rodillos se doblaron y en algunos tramos desaparecieron.



**Figura 7.2.-** Proceso de bajado de las compuertas tipo tractor, para el cierre de los conductos de fondo de la presa. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



**Figura 7.3.-** Rodillos de las compuertas arrancados por el flujo y depositados aguas abajo de la presa. (Cortesía del Ing. Herman Roo).

Varias compuertas se trabaron, siendo necesario hacer diferentes intentos para cerrarlas completamente:

- Utilización de teflón para reducir la fricción de las mismas con las guías.
- Empleo de dos martillos vibratorios con los que se golpeó sobre vigas de acero soldadas a la parte superior de las compuertas intentando ayudar a su desplazamiento vertical.
- Colocación de perfiles de acero como aditamentos para incrementar el peso de las compuertas.

Como resultado de los esfuerzos hechos para clausurar el desvío, para el 11 de noviembre de 1968, se logró cerrar completamente 8 de las compuertas, quedando las otras 6 parcialmente abiertas, resistiendo todos los intentos hechos para bajarlas hasta el fondo. Estas 6 compuertas quedaron con las siguientes aberturas: 2,95 m, 0,60 m, 1,36 m, 0,45 m, 6,5 m, y 1,3 m. Al no poder cerrar estos conductos, y con el nivel del agua en el embalse a cota de la cresta del aliviadero, se originó una carga hidráulica de 72 m en la abertura más baja, lo que produjo un caudal total estimado en  $1.650 \text{ m}^3/\text{s}$ . Las velocidades del flujo eran de aproximadamente 36 m/s.

En vista de la imposibilidad de cerrar completamente las compuertas, se dio inicio a otra serie de acciones, enfocadas esta vez a bloquear las entradas de los conductos de fondo, mediante la colocación, desde la cresta de la presa, de diferentes elementos, tales como:

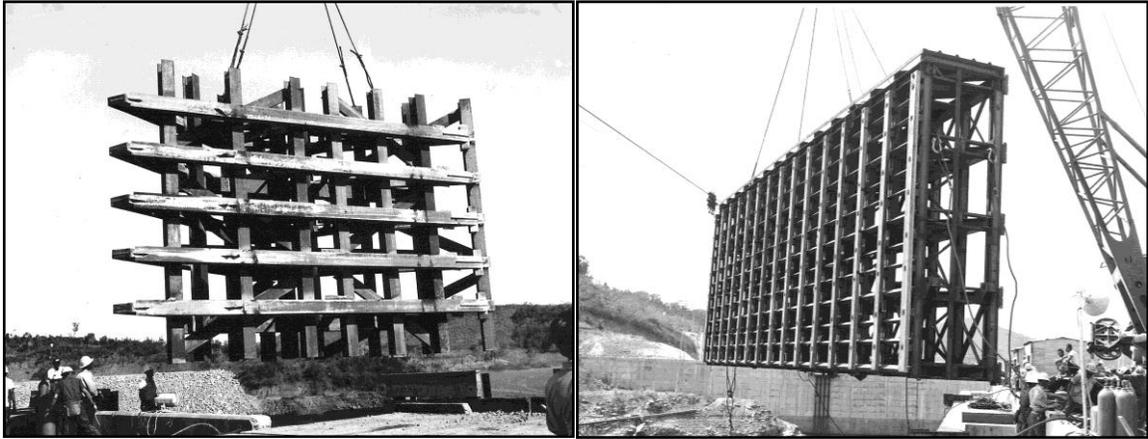
- Vigas de acero, Figura 7.4.
- Lanzas formadas por perfiles de acero, Figura 7.5.
- Rejas de acero de diferentes formas, Figura 7.6.
- Distintos elementos estructurales formados por perfiles de acero soldados (jacks), Figura 7.7.
- Grandes rocas, unidas entre si por cables, redes de acero y a veces ligadas a vagones, Figuras 7.8, 7.9 y 7.10.



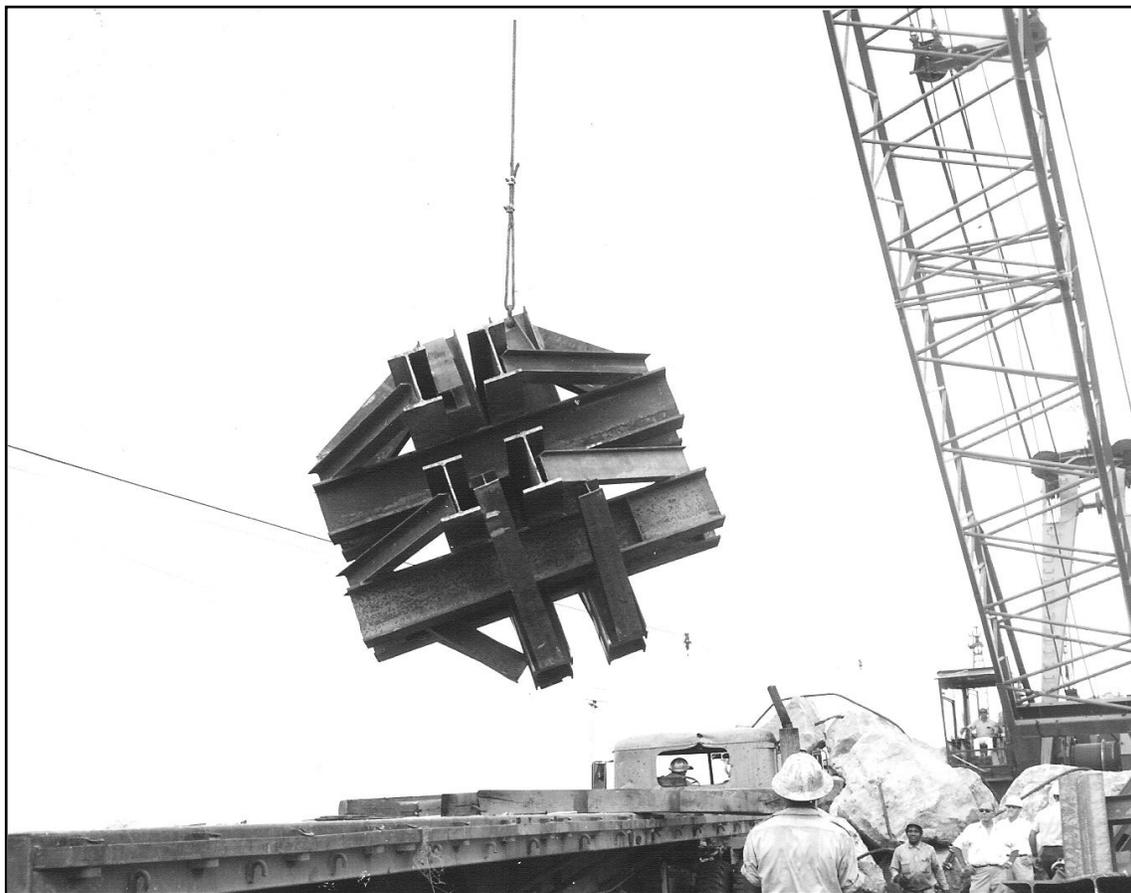
**Figura 7.4.-** Colocación de vigas de acero. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



**Figura 7.5.-** Lanzas formadas por perfiles de acero. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



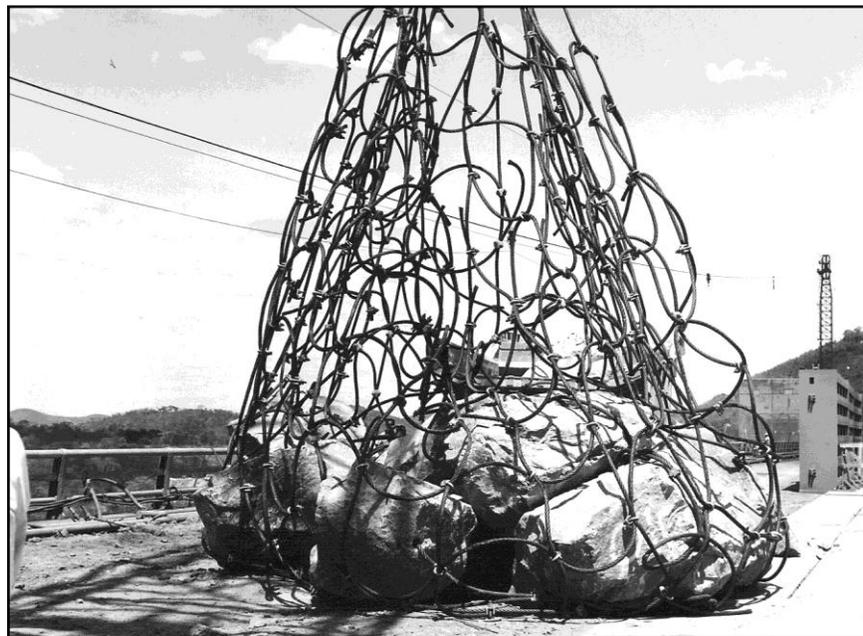
**Figura 7.6.-** Rejas de acero de diferentes formas. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



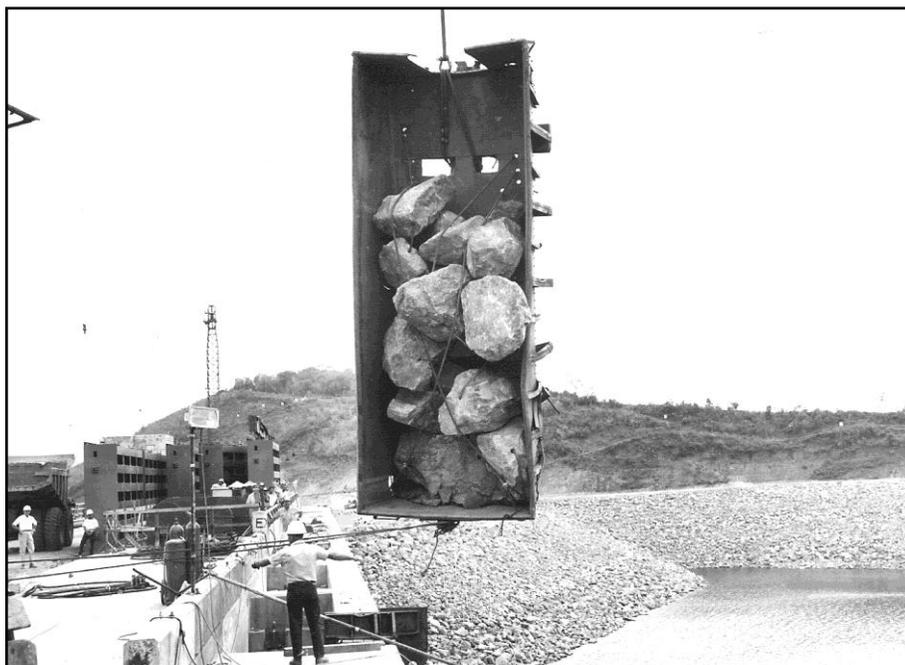
**Figura 7.7.-** Elementos estructurales soldados (jacks). (Cortesía del Ing. Herman Roo).



**Figura 7.8.-** Grandes rocas ligadas con cables de acero (collares).  
(Cortesía del Ing. Herman Roo).



**Figura 7.9.-** Grandes rocas dentro de redes de acero. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



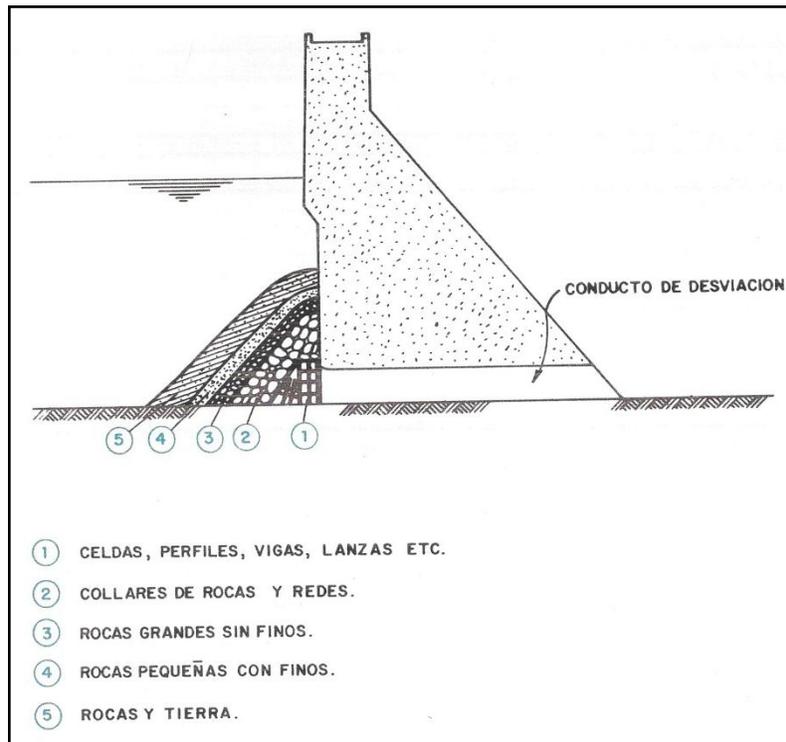
**Figura 7.10.-** Grandes rocas dentro de vagones. (Cortesía del Ing. Herman Roo).

Es interesante comentar que, según el relato del Ing. Barry Cooke, las redes de acero que aparecen en la Figura 7.9 habían sido instaladas en la boca de la bahía de San Francisco (California) durante la segunda guerra mundial, para impedir la entrada de submarinos alemanes. Dichas redes fueron transportadas por vía aérea a Guri para su utilización en el bloqueo de los conductos de desviación.

En definitiva, el desvío pudo ser clausurado varios meses después. Las diferentes estructuras metálicas (jaulas, lanzas, etc.) formaron la primera barrera, altamente permeable, cuyo objetivo fue servir de apoyo a los demás elementos de bloqueo que se arrojarían posteriormente. A continuación, se volcaron rocas de gran tamaño unidas con cables de acero; dentro de redes de acero y/o contenidas en vagones de ferrocarril, logrando que se apoyaran contra las estructuras metálicas previamente colocadas. Seguidamente, al reducirse significativamente el caudal a través de las aberturas de fondo, se procedió a volcar rocas de tamaños decrecientes y finalmente un volumen de unos 165.000 m<sup>3</sup> de rocas pequeñas muy contaminadas con finos, con lo que se logró cortar prácticamente todo el flujo a través de los conductos de fondo de la presa, Figuras 7.11 y 7.12.

Al inspeccionar los conductos desde aguas abajo, se observaron severos daños en el concreto originados por la cavitación que produjo la corriente de alta velocidad. Las cavidades que se formaron en el concreto alcanzaron en algunos puntos varios metros de profundidad, Figura 7.13.

Finalmente, los conductos de fondo fueron rellenados desde aguas abajo con concreto, con lo que quedó clausurada definitivamente la desviación del río.



**Figura 7.11.-** Esquema indicativo del procedimiento utilizado para bloquear las entradas de los conductos de desviación.



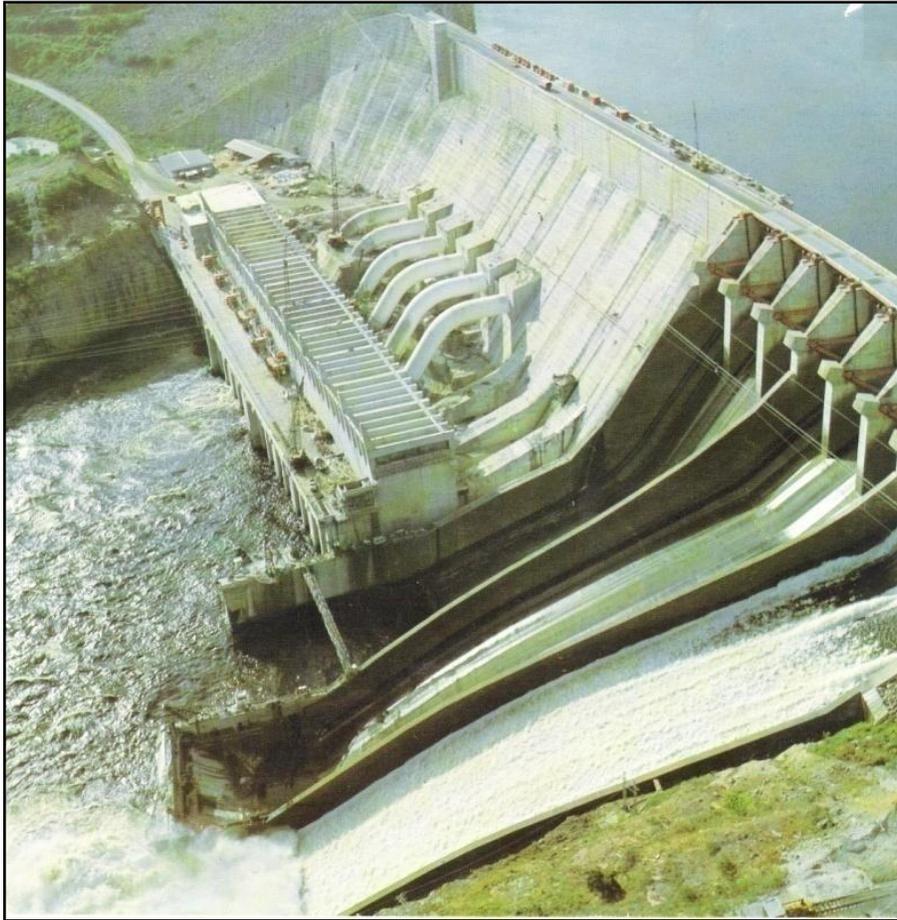
**Figura 7.12.-** Conductos de desviación completamente bloqueados. (Cortesía del Ing. Herman Roo).



**Figura 7.13.-** Conductos de desviación de 5 m de ancho por 12 m de altura, en los que se produjeron daños en el concreto, de varios metros de profundidad, causados por la cavitación. (Cortesía del Ing. Herman Roo).

#### **Cronología y Problemas de Cavitación en el Aliviadero.**

El aliviadero de Guri está formado por tres canales situados en el contacto de la presa con el estribo izquierdo. El caudal descargado hacia el rápido, en cada uno de los tres canales del vertedero, es controlado por tres compuertas radiales de 15,24 m de ancho por 20,76 m de altura, para un total de 9 compuertas en el aliviadero, Figura 7.14.

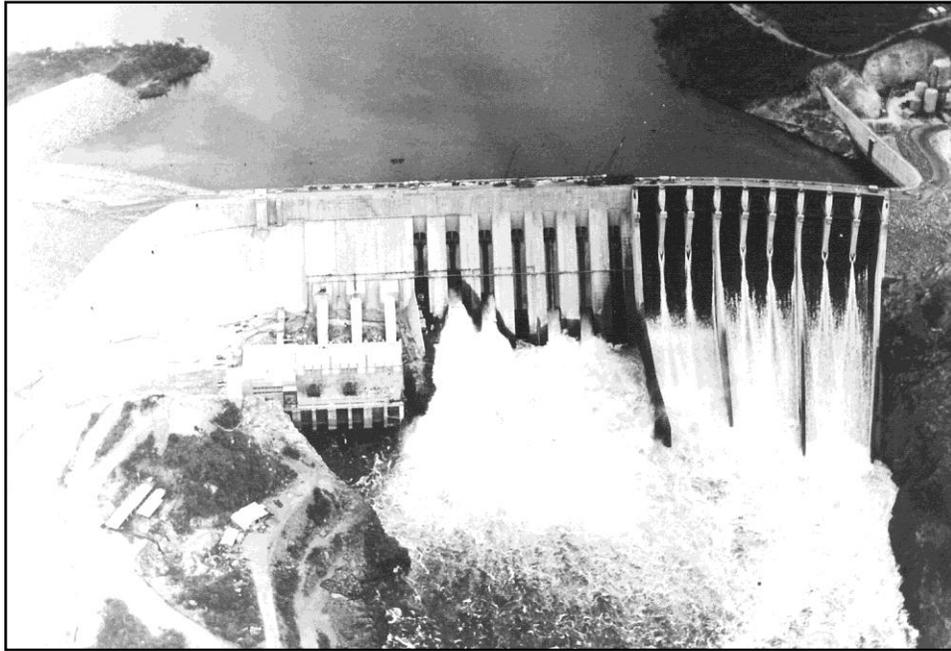


**Figura 7.14.-** Primera etapa de Guri, con el aliviadero en primer plano.  
(Cortesía de EDELCA).

En 1960 se ensayó el funcionamiento del aliviadero correspondiente a la primera etapa de la obra, en dos modelos hidráulicos construidos en el St. Antony Falls Hydraulic Laboratory de la Universidad de Minesota; el primero de fondo fijo a escala 1:200, y el segundo de fondo móvil, a escala 1:400.

Como resultado de los ensayos efectuados en el modelo de fondo móvil se decidió ubicar el borde de salida del lanzador, sumergiéndolo bajo el nivel del agua en el canal de restitución, ya que de esta forma se producía una contracorriente en el fondo de dicho canal que arrastraba los sedimentos hacia la estructura, evitando así su socavación, Figuras 7.14 y 7.15.

La determinación del ángulo de salida del lanzador se hizo a partir de los ensayos efectuados en el modelo de fondo fijo, adoptándose finalmente un valor de  $45^\circ$ , con lo que el efecto de arrastre del chorro emergente sobre el agua del canal de restitución no afectaba significativamente la profundidad de dicho canal, manteniéndose dentro de un rango aceptable para la operación de las turbinas.



**Figura 7.15.-** Aliviadero de la primera etapa en funcionamiento. Obsérvense los lanzadores operando sumergidos. (Cortesía del Ing. Herman Roo).

Para reducir la posibilidad de cavitación en los rápidos, las tolerancias de los acabados de las superficies de concreto fueron muy estrictas.

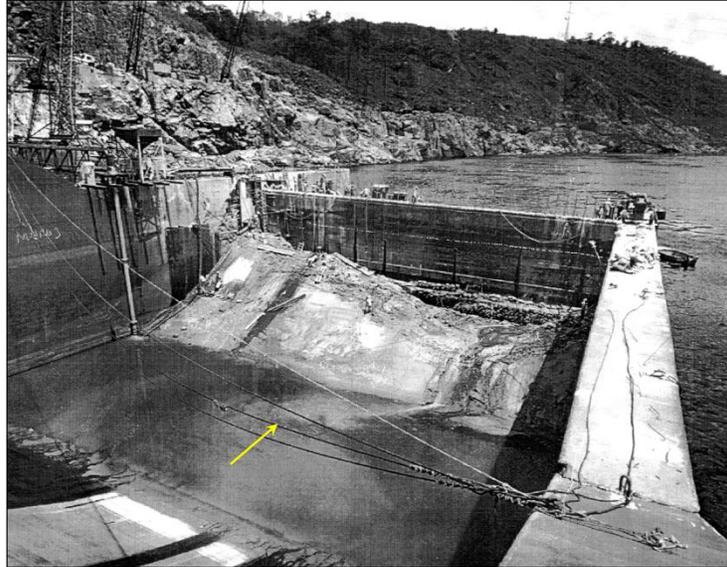
Los primeros aliviados tuvieron lugar a principios de 1969. Inspecciones realizadas a finales de ese mismo año revelaron la presencia de una importante erosión en el concreto de los lanzadores y en las partes finales de sus muros laterales.

Siguiendo las recomendaciones de la empresa consultora, proyectista de la obra, se procedió a reparar las zonas erosionadas con concreto epóxico. Las reparaciones fueron realizadas a principios de 1970, antes de la estación lluviosa. Al inspeccionar nuevamente el aliviadero a finales de 1970 se encontraron daños por erosión en el concreto aún mayores que los producidos en 1969, llegándose a la conclusión que los mismos eran causados por la cavitación.

En 1971 se solicitó al laboratorio St. Antony Falls investigar la causa de los daños y determinar las modificaciones necesarias para prevenir su futura ocurrencia. Como resultado de ensayos en un nuevo modelo hidráulico a escala 1:80, se detectaron presiones negativas en las inmediaciones del borde del lanzador, siendo esta la probable causa de los daños por cavitación. Se recomendó agregar una cuña superpuesta de 75 cm de longitud, modificando la geometría del borde de salida del lanzador, para lograr así presiones positivas en esta zona problemática.

Las reparaciones de las superficies erosionadas se hicieron utilizando concreto de alta resistencia, e incluyendo la cuña determinada en el modelo hidráulico. La reparación del

Canal N° 2 fue especialmente complicada debido a la gran erosión en sus muros y a que parte del trabajo tuvo que ser hecho bajo agua, Figuras 7.16, y 7.17.



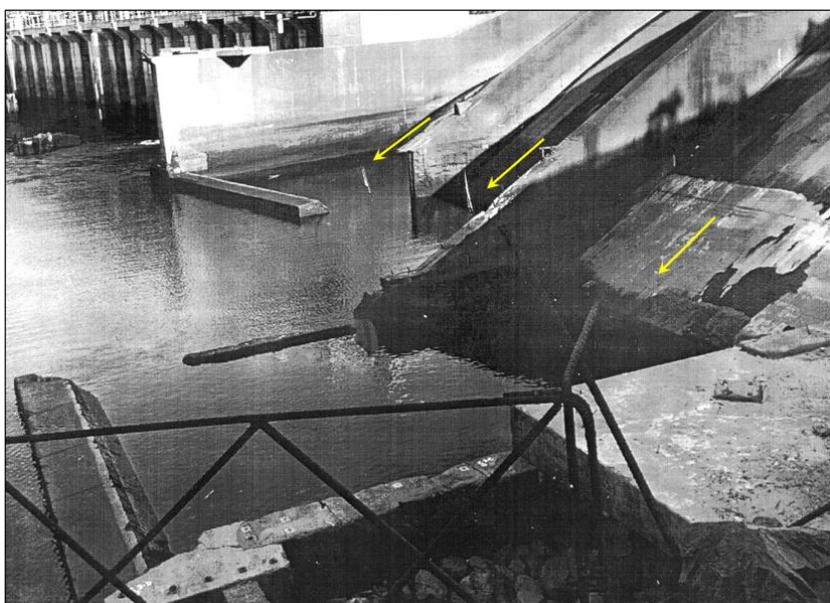
**Figura 7.16.-** Daños por cavitación en el lanzador del Canal N°2 del aliviadero, en proceso de reparación mediante la colocación de una compuerta flotante en el paramento de aguas abajo. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).



**Figura 7.17.-** Reparación de la erosión del concreto del lanzador del Canal N°2 a causa de la cavitación, utilizando una compuerta flotante adosada al paramento de aguas abajo. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano)

A principios de 1978 el Canal N° 2 volvió a presentar erosión en el lanzador y en sus muros laterales. Ello se debió a que este canal del aliviadero fue el que más funcionó durante el año 1976, y a que el concreto utilizado en las reparaciones no pudo resistir las condiciones hidráulicas de operación al descargarse caudales que excedían los 16.000 m<sup>3</sup>/s. Los Canales N° 1 y N° 3 no operaron a toda su capacidad sino hasta 1977. Para disminuir el potencial de daños, el caudal del Canal N° 2 fue reducido a 2.000 m<sup>3</sup>/seg.

Pero los problemas continuaron. En diciembre de 1978, el lanzador del Canal N° 2, prácticamente había desaparecido y se detectó una fuerte erosión en su fundación, que alcanzó aproximadamente 15 m de profundidad. También se produjeron erosiones de unos 15 cm de profundidad en el concreto de la parte final del rápido del Canal N° 3, quedando expuesto el acero de refuerzo, Figura 7.18.



**Figura 7.18.-** Daños por cavitación en los lanzadores del aliviadero. El lanzador del Canal N°2 ha desaparecido, al igual que sus muros laterales. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).

Investigaciones efectuadas entre finales de 1979 y principios de 1980, utilizando buzos, detectaron la existencia de socavaciones que penetraban 10 m en el sentido horizontal bajo el lanzador del Canal N° 2, y de 9 m bajo el lanzador del Canal N° 1. En el borde del lanzador del Canal N° 3 la cavitación erosionó el concreto hasta una profundidad máxima de 4 m.

Las exploraciones subacuáticas indicaron que la socavación que afectó al lanzador del Canal N° 2 se debió a la existencia de una falla inactiva que cruza esa zona, rellena con un material blando, erosionable (esquistos micáceos y arcilla).

En noviembre de 1986 quedó terminada la etapa final de Guri, que comprendió el realizamiento del aliviadero y de la presa de gravedad en una altura de 52 metros; la

construcción de la segunda central a pié de presa y la excavación del segundo canal de restitución. Con estas obras se incrementó la potencia instalada de 2.000 a 10.000 MW. El realzamiento del aliviadero se llevó a cabo en 69 meses. Para ello fue necesario cerrar cada canal en que se efectuaban trabajos de sobreelevación, mientras se utilizaban los otros dos para los alivios del agua del embalse. En total se utilizaron 692.330 m<sup>3</sup> de concreto en la sobreelevación del aliviadero.

A principios de 1980 EDELCA decidió no seguir utilizando los servicios del St. Antony Falls Hydraulic Laboratory de la Universidad de Minesota, e instalar un laboratorio propio en la zona del proyecto, donde se construyó un modelo hidráulico, a escala 1:50, para estudiar la sobreelevación de Guri , Figura 7.19.



**Figura 7.19.-** Modelo hidráulico, a escala 1:50, construido a principios de 1980 en las instalaciones de EDELCA en la zona del proyecto, (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).

Como resultado de los ensayos efectuados varios de los conceptos utilizados en el proyecto original fueron cambiados:

- Para evitar la profunda socavación a la salida del aliviadero, que para esa fecha había superado los 18 metros en el Canal N° 2, y valores menores en las salidas de los otros dos canales, los ingenieros de EDELCA decidieron ubicar los bordes de los lanzadores muy por encima del nivel del agua en el canal de restitución, logrando así un lanzamiento libre, en contacto con el aire en toda la periferia de los choros, sin ningún tipo interferencia con el agua del canal de salida, Figura 7.20.
- Para esa época comenzaban a ser divulgados en la literatura técnica internacional los métodos de aireación de la lámina inferior de los flujos de alta velocidad para prevenir los efectos de la cavitación, siendo pionero en este campo el Hidroproject Institute de

Moscú. EDELCA contrató los servicios de consultoría de este instituto, a través del Dr. Vladimir Semenov, quien coordinó el programa de ensayos en modelo y prototipo, para el realzamiento del aliviadero, incluyendo la aireación.



**Figura 7.20.-** Lanzadores del aliviadero, reubicados por encima del nivel del flujo en el canal de restitución. Los bordes de los lanzadores iniciales están sumergidos.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.)

- Para evitar subsecuentes daños y sus costosas reparaciones, se decidió abandonar el enfoque utilizado anteriormente que consistía en experimentar con nuevos materiales de construcción cada vez que ocurrían las erosiones del concreto por cavitación. En esa época se estaba proponiendo utilizar concreto con fibras para la reparación de los daños de los Canales N°1 y N°2. Los ingenieros de EDELCA, asesorados por el Dr. Semenov, diseñaron y ensayaron numerosos sistemas de subaireación. En definitiva, se probaron en el modelo nueve rampas simples, cinco rampas combinadas con escalones y diferentes dispositivos para introducir el aire bajo el flujo del aliviadero.

Como resultado de los ensayos efectuados se decidió, además de elevar las cotas de los lanzadores por encima del nivel del flujo en el canal de restitución, construir dos dispositivos de aireación en cada canal, iniciándose estos trabajos en el Canal N° 3 del aliviadero.

La altura de los escalones de los dispositivos aireadores construidos en el Canal N° 3 fue inicialmente de 15 cm, con un ángulo de  $2,5^\circ$  respecto al fondo del rápido. En los muros laterales se construyeron rampas de 30 cm y  $5^\circ$ . El aire era suministrado a través de una

ranura de 2 m x 0,75 m en los muros laterales. El ancho del rápido en el sitio de aireación es igual a 48 m.

El Canal N°3 del aliviadero entro en servicio, con el aireador, el 28 de mayo de 1982 y después de 190 horas de operación con una descarga de 2.000 m<sup>3</sup>/s, se produjeron daños por cavitación en el borde de salida del aireador, en el centro del rápido, inmediatamente aguas abajo del aireador y en el borde del lanzador, Figura 7.21.



**Figura 7.21.-** Escalón aireador construido inicialmente con una altura insuficiente para una adecuada aireación, lo que originó la erosión del concreto aguas abajo por cavitación. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).

Después de hacer mediciones, se determinó que la altura del escalón del aireador era menor que la requerida y que el alineamiento de su borde era muy irregular. Por ello, la longitud de lanzamiento y el correspondiente arrastre de aire no eran suficientes y su distribución transversal no era constante, existiendo espacios bajo la lámina del flujo con acumulaciones de agua, que interferían con el paso del aire, impidiendo llevar a cabo la aireación deseable.

Los daños fueron reparados con concreto proyectado y el escalón vertical de la rampa de aireación del prototipo se instrumentó con piezómetros. Las mediciones indicaron que no entraba suficiente cantidad de aire bajo la lámina y que esta zona se llenaba parcialmente

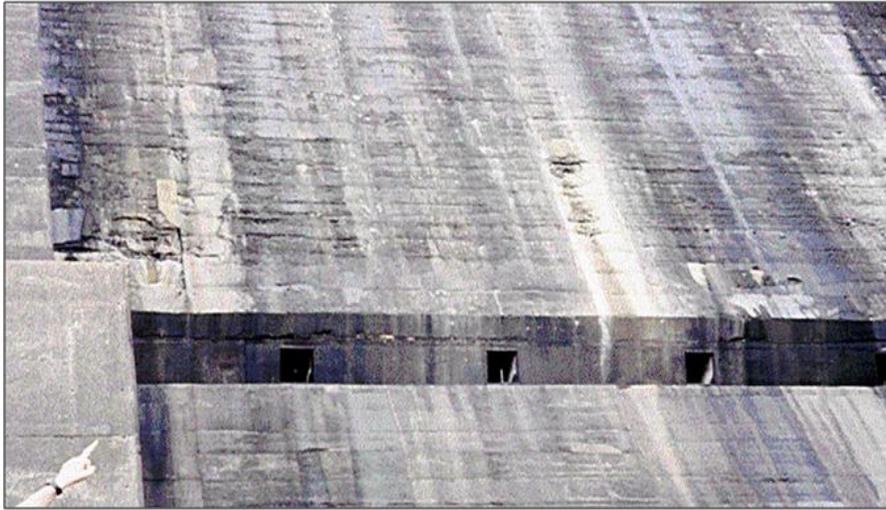
con agua. Los piezómetros registraron valores de hasta -7 m de columna de agua, suficientemente bajos como para producir daños por cavitación.

Después de efectuar diferentes ensayos en el modelo hidráulico, se decidió modificar el sistema de aireación, utilizando un nuevo escalón de 40 cm de altura, con un ángulo de  $7^\circ$ , y mejorando las entradas de aire bajo la lámina del flujo, Figuras 7.22 y 7.23. En junio de 1983 se efectuaron ensayos en prototipo para determinar el comportamiento del nuevo aireador. Como resultado se midieron subpresiones del orden de -1,8 m de columna de agua, para un caudal de  $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . La distribución de las subpresiones era uniforme a todo lo ancho del aliviadero, lo que originaba que el flujo de aire también lo fuera.

Durante la época de crecientes del año 1983 el Canal N° 3 operó durante 95 días, incluyendo 38 días con caudales mayores a  $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  y 10 días con caudales mayores a  $156 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  ( $7.500 \text{ m}^3/\text{s}$ ), sin que se produjeran daños por cavitación.



**Figura 7.22.-** Vista de los dos aireadores (superior e inferior). Aguas arriba del aireador inferior se observan daños menores en el concreto (Agosto/2001).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

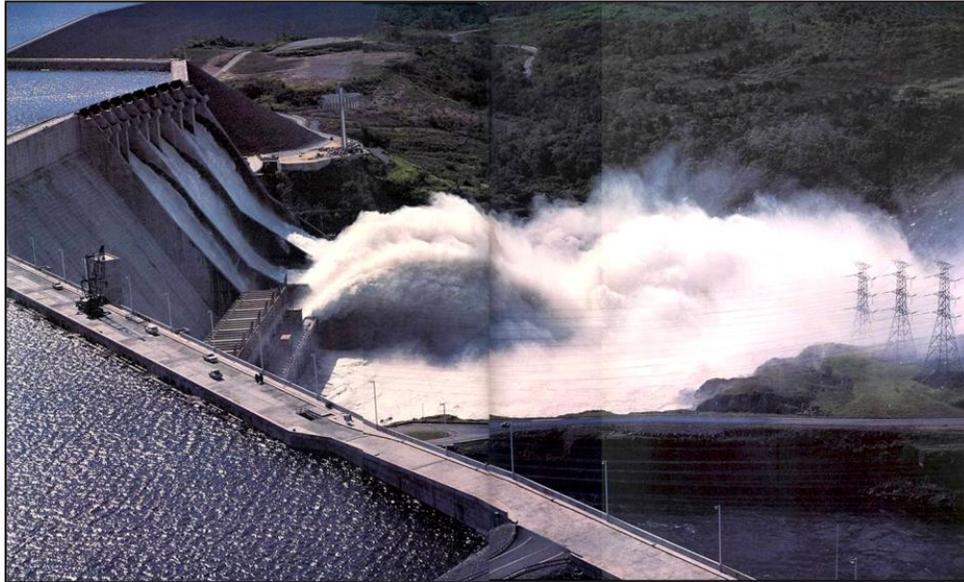


**Figura 7.23.-** Detalle del Aireador Inferior y de los daños menores por cavitación aguas arriba (Agosto 2001). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Con las modificaciones efectuadas el aliviadero ha operado satisfactoriamente hasta el presente, lo que demuestra la efectividad de los sistemas de aireación, cuando son adecuadamente diseñados, para evitar daños por cavitación en flujos de alta velocidad. Han ocurrido tan solo daños menores en el concreto de los rápidos (Figuras 7.22 y 7.23) que son reparados esporádicamente, Figura 7.24. La Figura 7.25 muestra el aliviadero, tal como opera en la actualidad, observándose el flujo completamente aireado. La Figura 7.26 presenta una vista de conjunto de la obra con el aliviadero en operación.



**Figura 7.24.-** Trabajos de reparación y mantenimiento en el rápido del Canal 2 del aliviadero. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).



**Figura 7.25.-** Aliviadero con sus tres canales funcionando. Obsérvese el flujo completamente aireado. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).



**Figura 7.26.-** Vista de conjunto de la obra con el aliviadero en operación. (Cortesía del Ing. Arturo Marcano).

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.
- 2.- Marcano, A. – Patiño, A.  
Cavitation Damage at Chute #3, Stage II of Guri Spillway and Solution to the Problem.  
Congresso Internacional Sobre Casos e Acidentes em Sistemas Fluidos.  
Sao Paulo, Brasil, Marzo 1989.
- 3.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 4.- Prusza, Z.  
Design and Construction Measures to Avoid Cavitation in a Large Spillway.  
Commission Internationale des Grands Barrages. Dix-huitieme Congrès des Grands Barrages.  
Durban 1994.



## CAPÍTULO 8 – EMBALSE EL ZAMURO

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre la Quebrada La Fundación, 6 km al suroeste de la población de Bobare, en el Estado Lara.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua a Bobare y otras poblaciones de la zona. Riego de 400 ha. Control de crecientes. Zona recreacional de Barquisimeto y Bobare.
<b>Embalse:</b>	Volumen: $15 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 370 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura máxima: 15,50 m. Longitud de la cresta: 536 m. Cota de la cresta: 680,50 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal trapecial en tierra. Ancho: 50 m. Capacidad máxima: $95 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cota de la cresta: 677,00 msnm.

### Cronología y Problemas de Fugas de Agua.

Durante la etapa de proyecto se determinó que las fundaciones de la presa y el área del fondo del vaso de almacenamiento están constituidas por un estrato superficial de arcillas limosas, capas lenticulares de arenas arcillosas y gravas arcillosas, con un espesor total comprendido entre 15 y 20 metros, recubriendo rocas calizas y lutitas alternadas, las primeras con fracturas y oquedades, a veces rellenas de suelos. El estrato superficial formado por los suelos mencionados fue considerado lo suficientemente impermeable como para retener el agua embalsada, teniendo en cuenta que la carga hidráulica máxima sería de tan solo unos 12 metros, Figura 8.1.

La presa es de tierra, homogénea, con un dren tipo "L" en el espaldón de aguas abajo. La obra se empezó a construir en 1969 y se terminó en abril de 1971. Desde el principio el embalse presentó problemas de fugas de agua a través de las grietas y cavernas de las calizas kársticas, principalmente en los estribos, así como en otras zonas del vaso de almacenamiento, Figura 8.2.

En la margen occidental del embalse, cerca de la presa, ocurrieron tres fugas importantes, en una zona donde el agua está en contacto con capas de caliza que forman una especie de entrante en el vaso de almacenamiento, Figura 8.2. La distancia entre las fugas 1 y 2 era de unos 150 metros, y entre la fuga 2 y la 3 era de aproximadamente 200 metros. Las cavernas más importantes detectadas, fueron rellenas con concreto, inyectadas con lechada de cemento y cubiertas con suelos impermeables.



**Figura 8.1.-** Embalse El Zamuro. Vista de conjunto durante la puesta en servicio de la obra, en abril de 1971. (Cortesía del MARNR).

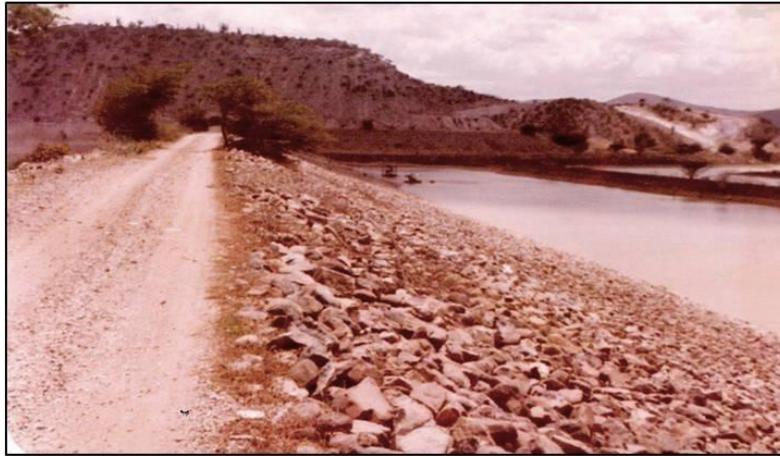


**Figura 8.2.-** Sitio de fuga 2, a través de las calizas kársticas de la margen occidental del embalse (24/02/1972). (Cortesía del Geol. Gustavo Vásquez).

A pesar de los trabajos de impermeabilización efectuados las fugas persisten y el embalse solo es capaz de almacenar un volumen de agua inferior al de proyecto, lo que ha sido

atribuido, no solamente a las fugas, sino también, en parte, a una menor producción hídrica de la cuenca que la calculada. El pequeño volumen de agua que esta obra almacena (Figura 8.3) es utilizado por los agricultores locales para el riego, succionándola directamente del embalse mediante motobombas y conduciendo el flujo mediante tuberías al área de riego, que comienza prácticamente al pie de la presa. Cuando el nivel del embalse lo permite, también se utiliza la toma para captar agua (Figura 8.4).

La utilización de esta obra es marginal con relación a la operación y beneficios previstos en la etapa de proyecto. No se han hecho posteriores intentos para rehabilitarla.



**Figura 8.3.-** Forma en la que opera el embalse, con un pequeño almacenamiento, inferior al de proyecto. (Cortesía del Geol Gustavo Vásquez).



**Figura 8.4.-** Cajón de rejillas de la toma. Esporádicamente el nivel del embalse alcanza una cota que permite la captación del agua a través de la estructura de toma. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. Caracas 1983.
- 2.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.

## CAPÍTULO 9 – EMBALSE LA PEREZA

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre la Qda. La Pereza, a 18 Km de Petare, próximo a la carretera Petare – Santa Lucía, en Fila de Mariches, Caracas, Estado Miranda.
<b>Propósito:</b>	Almacenamiento compensador del servicio de agua potable de la Ciudad de Caracas.
<b>Embalse:</b>	Nivel máximo: 1.068,50 msnm. Capacidad máxima: $8 \times 10^6 \text{ m}^3$ .
<b>Presa:</b>	Tipo: Enrocado con pantalla de asfalto en el talud aguas arriba. Cota de la cresta: 1.070,00 msnm. Altura máxima: 65 m. Longitud de la cresta: 258,6 m. Ancho de la cresta: 6,5 m. Pendiente del talud aguas arriba: 1,7:1 Pendiente del talud aguas abajo: 1,6:1 Volumen del pedraplén: $671.152 \text{ m}^3$ .

### Cronología y Problemas en la Presa.

La presa se construyó entre 1966 y 1969 con el propósito de formar un embalse compensador del Sistema Tuy II para el abastecimiento de la Zona Metropolitana de Caracas. El embalse se llena mediante bombeo, ya que su cuenca propia es muy reducida, por lo que no tiene aliviadero, Figura 9.1.



**Figura 9.1.-** Embalse La Pereza. Vista de la pantalla asfáltica del talud aguas arriba de la presa. (Cortesía del MARNR).

El sitio de presa es una garganta con estribos muy pendientes, constituidos por esquistos sericíticos, calcáreos y grafitosos.

La presa es de enrocamiento, con una pantalla impermeable de concreto asfáltico en su talud aguas arriba, Figura 9.1. La pantalla tiene 27 cm de espesor y fue construida en capas sucesivas de unos 5 cm de espesor medio, en franjas verticales de 4 m de ancho. El pedraplén fue construido en capas horizontales de 80 cm de espesor medio, compactadas, utilizando calizas de dos canteras situadas en la zona, Figura 9.2.

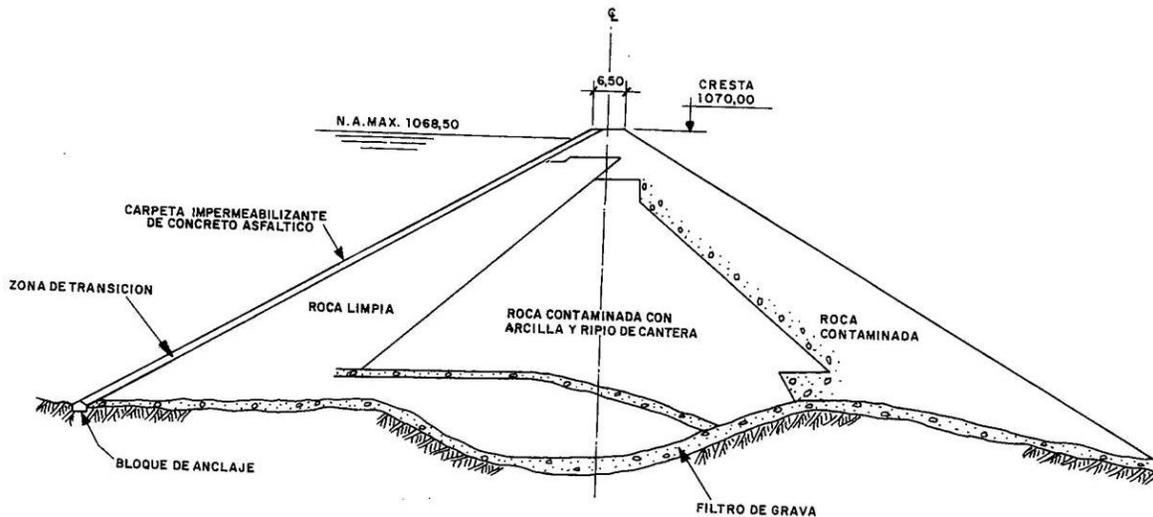


Figura 9.2.- Sección transversal típica de la presa.

La pantalla asfáltica que recubre el talud aguas arriba de la presa se vincula en su periferia a un bloque de concreto armado de 3,75 m de ancho y 359,4 m de longitud total, el cual también sirve de base a la cortina de inyecciones que impermeabiliza las fundaciones, Figuras 9.2, 9.3, 9.4, 9.5 y 9.6. La pantalla se apoya directamente sobre un material granular rocoso cuyo rango granulométrico está comprendido entre 8" y el tamiz N°4, con un espesor que varía entre 0,50 m y 1,50 m, Figuras 9.2, 9.3 y 9.6. Este material, a su vez, se apoya sobre la Zona 1 (roca limpia) del pedraplén de la presa. Entre el enrocado y la fundación se colocó un filtro de grava arenosa, Figura 9.2.

En 1971 se presentó súbitamente una filtración de agua sucia en el pie de la presa, con un caudal que alcanzó 300 lps. Se procedió a vaciar el embalse, comprobándose la existencia de una grieta de 2 cm de ancho en las proximidades del bloque de concreto del estribo derecho, aproximadamente paralela a éste, entre las cotas 1.030 y 1.045 msnm, con asentamientos de la pantalla de hasta 25 cm, Figura 9.5.

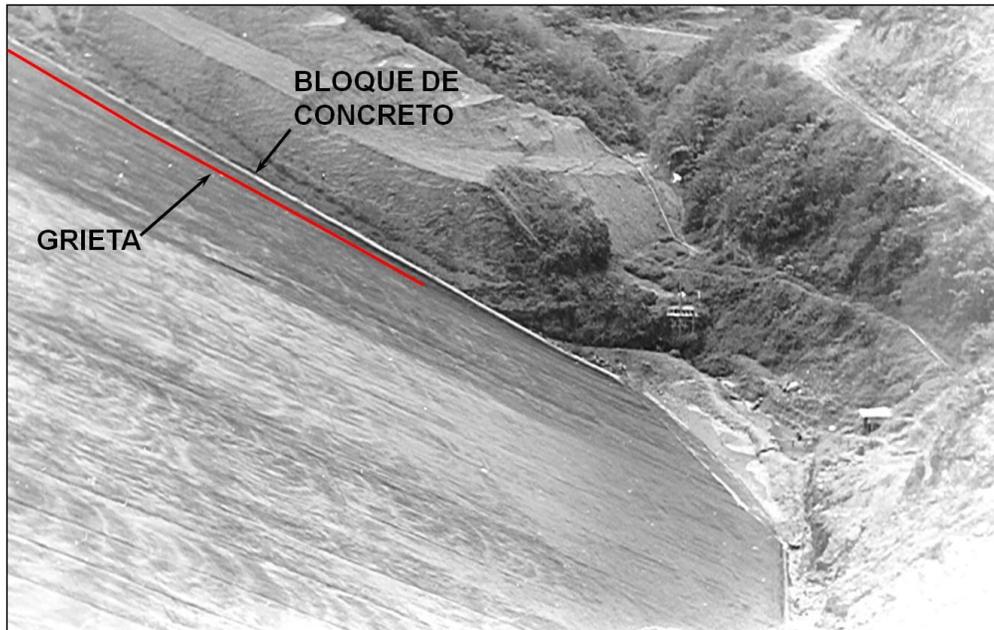
También se produjeron fisuras, aunque menores, cerca del bloque de concreto del estribo izquierdo, Figura 9.6.



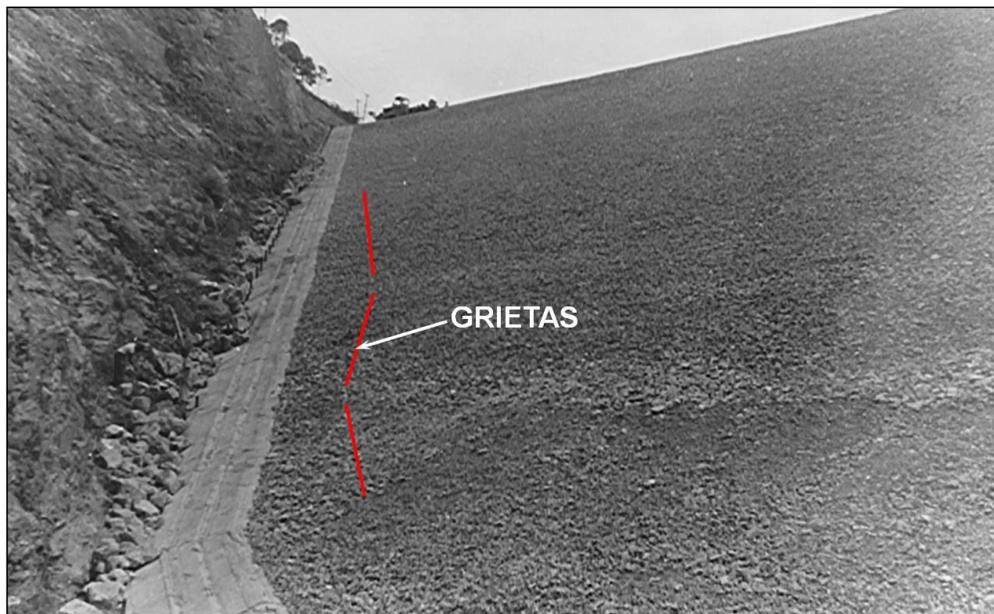
**Figura 9.3.-** Construcción de la unión de la pantalla asfáltica con el bloque de concreto. (Cortesía del Ing. Pedro Negrón).



**Figura 9.4.-** Compactación del asfalto en el contacto de la pantalla con el bloque de concreto. (Cortesía del Ing. Pedro Negrón).



**Figura 9.5.-** Pantalla asfáltica terminada. Trazado aproximado de la grieta principal, hacia el estribo derecho. (Cortesía del Ing. Pedro Negrón).



**Figura 9.6.-** Talud aguas arriba preparado para la construcción de la pantalla asfáltica. Trazado aproximado de las grietas que se formaron hacia el estribo izquierdo, después de construida la pantalla. (Cortesía del Ing. Pedro Negrón).

Las roturas fueron atribuidas a asentamientos del enrocado, producto de su acomodo bajo la presión del embalse, cerca del bloque de concreto, donde resultó complicada la operación del equipo vibro-compactador, a causa de lo escarpado de los estribos, particularmente el derecho.

La reparación consistió en la reposición de los paños de asfalto agrietados y la instalación de instrumentos detectores de nuevas roturas. Desde entonces la presa se ha comportado satisfactoriamente y no se han registrado nuevos incidentes.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Castro Olmos, R.M. – Kais Ferrero, G.L.  
Accidentes, Incidentes y Fallas de las Presas de Tierra en Venezuela.  
Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello, Facultad de  
Ingeniería. Caracas, Mayo 1985.
- 3.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e  
Ingeniería de Fundaciones. Caracas 1983.

## **CAPÍTULO 10 – EMBALSE SAN FRANCISCO DE MACANAO**

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río San Francisco, aguas abajo de su confluencia con el Río El Convento, 2 km al norte de San Francisco de Macanao, Estado Nueva Esparta.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua a San Francisco de Macanao y a otras poblaciones de la zona. Riego de 24 ha.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 33,00 msnm. Capacidad a nivel normal: 790.000 m <sup>3</sup> . Área inundada: 21,5 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, zonificada, con núcleo central impermeable. Altura máxima: 12 m. Longitud de la cresta: 372 m. Cota de la cresta: 35,00 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal trapecial excavado en roca. Ancho: 20 m. Capacidad máxima: 16 m <sup>3</sup> /s. Cota de la cresta: 33,00 msnm.

### **Cronología y Problemas de Fugas de Agua.**

La obra se comenzó a construir en septiembre de 1973 y se terminó el 25 de abril de 1974, Figuras 10.1, 10.2, 10.3 y 10.4. Desde la puesta en servicio de la presa se ha venido observando que la misma no retiene agua. Informaciones suministradas por los habitantes de la zona indican que cuando tiene lugar alguna creciente en el río, el flujo se almacena en el embalse, alcanzando varios metros de profundidad, pero seguidamente su nivel comienza a descender y en el transcurso de algunas semanas se seca completamente, sin que se observe salida de agua por ninguna parte, lo que indica que la misma se infiltra hacia los estratos profundos. Este proceso de llenados parciales, temporales, y posteriores vaciados del embalse, se ha mantenido hasta la actualidad.

Los estudios geotécnicos hechos durante la etapa de proyecto indican que ambos estribos de la presa están formados por esquistos micáceos de color gris amarillento, ferruginosos, con vetas de cuarzo. En la zona del cauce existen aluviones constituidos por arenas, gravas y limos, con un espesor máximo de 6 metros, por debajo de los cuales se encontraría la misma roca presente en los estribos. Para interceptar las filtraciones a través de estos aluviones se construyó un dentellón de arcilla impermeable, como una prolongación del núcleo de la presa, penetrando 1 metro en la roca de fundación.

El comportamiento de esta obra y las evidencias antes señaladas indican que su deficiente funcionamiento posiblemente se deba a fugas de agua a través de grietas y/o cavernas en el basamento rocoso subyacente.



**Figura 10.1.-** Vista aérea de la Presa San Francisco de Macanao. Se observa el área del embalse sin ningún almacenamiento de agua. (Cortesía del MARNR).



**Figura 10.2.-** Imagen satelital en la que se ve el área del embalse sin ningún almacenamiento de agua. (Google Earth).



**Figura 10.3.-** Enrocado del talud aguas arriba de la presa invadido por la vegetación (Octubre 2.000). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 10.4.-** Reja y estructura de captación de la toma, invadidas por la vegetación (Octubre 2.000). (Foto tomada por L.M. Suárez V.)

Los estudios geotécnicos hechos en la etapa de proyecto no mencionan la presencia de formaciones constituidas por calizas kársticas, pero se sabe que estas rocas abundan en la Isla de Margarita, y que fueron la causa del vaciado del embalse de Guatamare (Capítulo 2), donde fue necesario ejecutar obras importantes para remediar la situación (relleno de cavidades con concreto, construcción de una pantalla ICOS, colocación de una carpeta de arcilla compactada). En el caso de la presa de Guatamare las calizas kársticas se encuentran subyaciendo a esquistos y a aluviones (Figura 2.3), lo que constituye una significativa coincidencia con las fundaciones de la presa de San Francisco de Macanao, que hace sospechar la posible existencia en esta última de calizas kársticas enmascaradas por los materiales antes mencionados.

A pesar de que la presa fue terminada en 1974 y que nunca ha podido prestar las funciones para las que fue proyectada, hasta el presente no han sido investigadas las causas de su deficiente comportamiento y la obra se encuentra abandonada.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Revisión de los Embalses Existentes en el Estado Nueva Esparta.  
Tahal Consulting Engineers.  
Octubre 2.000.



## CAPÍTULO 11 – EMBALSE EL COROZO

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre la quebrada El Corozo, en la periferia de la ciudad de Valle de Pascua, Estado Guárico.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable de Valle de la Pascua.
<b>Embalse:</b>	Capacidad original: 510.000 m <sup>3</sup> . Nivel de aguas normales: 149,50 msnm. Área inundada: 272 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura: 6 m. Longitud de la cresta: 500 m. Cota de la cresta: 151,00 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal en tierra con dos caídas libres, verticales, de concreto armado. Longitud de la cresta: 25 m. Cota de la cresta: 149,50 msnm. Caudal de diseño: 38 m <sup>3</sup> /s. Altura de la Caída N°1: 2,58 m. Altura de la Caída N°2: 5,75 m.
<b>Toma:</b>	Tipo: Torre-toma de sección octogonal, de concreto amado y conducto enterrado bajo la presa. Altura de la torre-toma: 8,42 m.

### Cronología y Problemas en el Aliviadero.

La construcción de esta obra se llevó a cabo en el período 1945 - 1946. La función del embalse era suplir de agua potable a Valle de la Pascua. En la actualidad el embalse está fuera de servicio (Figura 11.1) y dicho abastecimiento se realiza desde el Embalse Tamanaco.

El aliviadero es un canal en tierra, situado en el estribo derecho de la presa, de sección trapezoidal con 25 metros de ancho en la base, que consta de dos caídas construidas en concreto armado, para vencer el desnivel del canal y evitar la formación de un proceso de erosión regresiva.

La Caída N°1 constituye el vertedero propiamente dicho. Está formada por un muro vertical de 2,58 m de altura, con su borde superior a cota 149,50 msnm, seguido de un dissipador de energía tipo estanque, de 4 m de longitud y 0,5 m de profundidad. El canal de aproximación, situado aguas arriba de esta caída, la comunica directamente con el embalse. Aguas arriba de la cresta vertedora se construyó una losa de concreto horizontal, con una longitud de 4 m.



**Figura 11.1.-** Vista aérea del Embalse El Corozo. (Cortesía del MARNR).

La Caída N°1 está totalmente destruida. Los muros y losas que la formaban han colapsado, observándose que el agua del embalse ha fluido por debajo de los restos de concreto, Figura 11.2.



**Figura 11.2.-** Aliviadero colapsado (Caída N°1).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.)

La Caída N°2 se encuentra 410 m aguas abajo de la Caída N°1 y es similar a ésta, con la diferencia que su altura es de 5,75 m. Esta estructura no ha colapsado pero se encuentra agrietada, ya que ha sido socavada por el flujo, el cual no vierte sobre ella, sino que la ha rodeado y pasa por su margen derecha.

Las causas de la falla de estas estructuras no han sido investigadas en detalle, ya que la obra fue abandonada hace años. Se sabe a través de diferentes fuentes de información que los inconvenientes citados ocurrieron hace mucho tiempo, posiblemente antes de 1976.

Los suelos de toda esta región se caracterizan por presentar muy poca resistencia a la erosión, lo que hace que sean arrastrados por el flujo con facilidad. Al quedar fuera de servicio ambas caídas del aliviadero, se ha formado un proceso de erosión regresiva a todo lo largo del canal, que ya ha llegado hasta el embalse.

En el área de implantación de la presa se observan por todas partes indicios de la presencia de arcillas dispersivas. Estas arcillas se caracterizan por contener sodio en su estructura molecular, lo que hace que reaccionen con el agua, en especial con el agua de lluvia, a veces en forma violenta, desintegrándose totalmente y siendo arrastradas por el flujo con mucha facilidad. La existencia de arcillas dispersivas se suele poner de manifiesto por los cambios de coloración de sus diferentes capas, las cuales a menudo presentan pigmentaciones amarillentas, violáceas y rojizas intercaladas; por la presencia de cárcavas erosivas producidas por la lluvia; y principalmente por la formación de huecos que a veces terminan transformándose en verdaderos túneles (Capítulo 4). Estos huecos suelen originarse en las partes superiores de los taludes y emerger en sus sectores inferiores, Figura 11.3. Todos estos indicios están presentes en las márgenes del canal del aliviadero y en el talud aguas abajo de la presa.



**Figura 11.3.-** Huecos típicos de las arcillas dispersivas en la parte superior de las márgenes de la Caída N°1 del aliviadero. (Foto tomada por L.M. Suárez V.)

La presencia de estos suelos poco resistentes a la erosión y muy probablemente dispersivos, ha sido sin lugar a dudas, la causa de la falla del aliviadero, tanto por tubificación bajo la estructura de la Caída N°1, como por erosión lateral en la Caída N°2.

### **Daños en la Presa.**

La presa es un terraplén homogéneo de arcilla. El talud aguas arriba está protegido contra la erosión mediante una losa de concreto, la cual se encuentra en un estado aceptable de conservación, considerando que ha cumplido sus funciones por unos 70 años, Figura 11.4. La cresta de la presa es una carretera pavimentada que está en buen estado.



**Figura 11.4.-** Losa de concreto de protección del talud aguas arriba de la presa, en estado aceptable, después de unos 50 años de construida.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En el borde aguas abajo de la cresta de la presa y en el talud aguas abajo del terraplén se observan por todas partes huecos circulares (similares a los de la Figura 11.3), los cuales, tal como se indica más arriba, son característicos de las arcillas dispersivas. Estos huecos o túneles no guardan relación con el embalse, ya que son producidos por las aguas de lluvia, las cuales son las que más afectan a estos tipos de suelos. No existen filtraciones en la presa. En el talud aguas arriba de la misma no se ven estos huecos ya que, tal como se ha indicado, dicho talud está cubierto por la losa de concreto que sirve de protección contra la erosión, Figura 11.4.

Es necesario destacar que en la época en la que se construyó esta obra (1945-1946), no se conocían las arcillas dispersivas, las cuales comenzaron a ser investigadas en Venezuela en la década de los años 1970. Por otra parte, la presencia de este tipo de suelos ha sido reportada en diversos sitios de la región.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua - Número Especial - Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: MARNR - Visita de Inspección al Embalse El Corozo, Qda. El Corozo, Valle  
de La Pascua, Edo. Guárico.  
Marzo 1996.



## CAPÍTULO 12 – EMBALSE EL CIGARRÓN

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Tamanaco, a 26 km de Zaraza, Estado Guárico.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable. Riego de 3.250 ha. Control de inundaciones.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 71,50 msnm. Capacidad a nivel normal: $246 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 5.050 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura: 20 m. Cota de la cresta: 76,00 msnm. Longitud de la cresta: 435 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Frontal, rectangular, de descarga libre. Longitud de la cresta: 25 m. Caudal de diseño: $221,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Nivel de aguas máximas: 74,00 msnm.
<b>Toma:</b>	Tipo: Rejilla de captación a un solo nivel y conducto de concreto enterrado bajo la presa. Diámetro del conducto: 2,60 m. Longitud del conducto: 59 m. Caudal máximo: $18 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Cronología y Problemas Registrados.

El conducto para la desviación del río y su posterior utilización como toma del embalse, es una estructura de concreto armado de 2,60 metros de diámetro y 59 metros de longitud, que pasa bajo el terraplén de la presa, hacia el estribo izquierdo. El conducto se comenzó a construir durante el verano de 1976, época en la que el río tenía caudales muy pequeños o estaba totalmente seco. Para facilitar la construcción del conducto se hizo una ataguía aguas arriba de su entrada, de estribo a estribo. La ataguía era un dique de arcilla sin compactar, que permitía realizar los vaciados de concreto del conducto en seco, durante los meses de verano.

El lunes 5 de julio de 1976, coincidiendo con un fin de semana largo, a causa de la fecha patria, las actividades en la obra fueron suspendidas, quedando la misma prácticamente sin personal por 3 días. El azar hizo que justamente en esos días cayera una lluvia excepcional en la cuenca, que produjo una creciente cuyo caudal pico fue estimado en unos  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que corresponde a un período de retorno de aproximadamente 10 años. La ataguía provisional no tenía la capacidad suficiente para almacenar el volumen de la creciente y el agua comenzó a derramar sobre ella, estimándose que el caudal máximo del desbordamiento sobre la cresta fue de unos  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ , Figura 12.1.



**Figura 12.1.-** Inicio del desbordamiento de la ataguía provisional (Julio 1976).  
(Cortesía del Ing. Miguel Palop).

El material arcilloso, sin compactar, de la ataguía, no resistió la erosión y el terraplén falló, saliendo a través de una brecha toda el agua embalsada. El caudal máximo en el momento de la rotura fue estimado en  $550 \text{ m}^3/\text{s}$ , y la gran energía del flujo causó la socavación del conducto de desvío y toma parcialmente construido, el cual colapsó, tal como se muestra en la Figura 12.2.



**Figura 12.2.-** Destrucción de la ataguía y falla del conducto por socavación  
(Julio 1976). (Cortesía del Ing. Miguel Palop).

Los distintos tramos del conducto fueron desplazados de sus posiciones originales por la fuerte corriente y arrastrados aguas abajo. Dicho conducto estaba fundado sobre lutita arenosa, meteorizada, blanda.

Este es un caso en el que coincidieron varias circunstancias excepcionales, que a pesar de tener una baja probabilidad de ocurrencia, sucedieron en forma simultánea:

- Fin de semana largo, en que el personal de la obra no estaba presente para acometer las acciones urgentes requeridas.
- Ocurrencia de las lluvias más intensas caídas en muchos años.
- La ataguía provisional no había sido retirada al inicio del fin de semana largo que dejó a la obra sin personal.

La experiencia obtenida con este caso, aconseja que no sea subestimada en futuras obras de este tipo, la posibilidad de ocurrencia de coincidencias como las aquí experimentadas. La Figura 12.3, muestra en embalse ya concluido.



**Figura 12.3.-** Vista del Embalse El Cigarrón.  
(Cortesía del MARNR).

El 31 de julio de 1979, ocho meses después de la puesta en servicio del embalse, tuvo lugar una creciente que produjo el desbordamiento del agua por una depresión existente en la fila de cerros de la margen derecha de la periferia del lago, en la divisoria que da origen a la Quebrada Jabillal. Esa depresión natural, en la que la cota del terreno era inferior a la de la cresta de la presa, había sido dejada intencionalmente sin la construcción de un dique de cierre para que sirviera como aliviadero de emergencia, permitiendo la salida del agua embalsada al presentarse alguna creciente excepcional de alto período de retorno. El flujo se precipitó por dicha divisoria causando una erosión regresiva que ampliaba y profundizaba continuamente la brecha (Figura 12.4),

amenazando con producir el vaciado total del embalse y una ola incontrolable aguas abajo. Se originó así una situación de emergencia que tuvo amplia cobertura en los medios noticiosos a nivel nacional y causó gran alarma entre los habitantes de la zona. Después de un intenso trabajo, la brecha pudo ser cerrada mediante la construcción de un dique de tierra, lo que evitó daños mayores. La cresta del dique fue llevada a la misma cota que la cresta de la presa (76,00 msnm), con lo que la depresión quedó clausurada definitivamente.



**Figura 12.4.-** Desbordamiento del embalse por una depresión existente en la fila de cerros de su margen derecha, hacia la Quebrada Jabillal. (Julio 1979).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Esta experiencia demostró la inconveniencia que representan los aliviaderos secundarios en depresiones naturales, sin ningún tipo de revestimiento, cuando las fundaciones están formadas por suelos y/o rocas poco resistentes al arrastre por parte del flujo. La erosión prácticamente incontrolable que ocurrió en este sitio, formado por suelos arcillo - arenosos y lutitas blandas, puso en peligro la integridad del embalse y a los habitantes e infraestructura existentes aguas abajo.

El embalse El Cigarrón ha sufrido en otras oportunidades (además de la del 31/07/79) elevaciones importantes del nivel de sus aguas. Cabe destacar la creciente del 30 de julio de 1992, durante la cual alcanzó la cota 73,71 msnm, es decir, 29 cm por debajo del nivel correspondiente a la creciente milenaria determinada en el proyecto, Figura 12.5.

Esta situación indujo a las autoridades del MARNR a realizar un nuevo estudio hidrológico de las crecientes del río Tamanaco en el sitio de presa, el cual quedó terminado en septiembre de 1995. Como producto de este estudio se obtuvieron los siguientes resultados:

- El caudal máximo de la crecienta milenaria fue estimado en  $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 12.5.-** Vertedero y rápido funcionando durante la crecienta de julio de 1992. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Al transitar la crecienta milenaria por el embalse, el caudal de salida por el aliviadero resultó igual a  $442 \text{ m}^3/\text{s}$ , es decir, el doble del caudal de diseño de esta obra ( $221,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ).
- La crecienta milenaria determinada no desbordaría la presa, pero si los muros del aliviadero en toda su longitud.
- De acuerdo al nuevo estudio hidrológico, el caudal de diseño del aliviadero utilizado en el proyecto, corresponde a un período de retorno de 118 años aproximadamente, y no a la crecienta milenaria.
- Los estudios efectuados demostraron que el aliviadero existente está subdimensionado y su capacidad de descarga debe ser ampliada para garantizar la seguridad de la obra.

Es importante destacar que en la época en la que se elaboró el proyecto de esta presa, en los estudios hidrológicos de las crecientes que se hacían en Venezuela, no se utilizaba la técnica de maximizarlas por volumen y por pico simultáneamente, lo que daba como resultado la obtención de hidrogramas que en general, no representaban las crecientes correspondientes a los períodos de retorno asignados y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las presas. Estudios posteriores, que actualmente son de uso común en los proyectos de obras de embalse, demostraron la importancia de maximizar las crecientes respecto a los picos y a los volúmenes, lo que da como resultado condiciones más desfavorables para el diseño de los aliviaderos.

El aliviadero del embalse El Cigarrón es una estructura convencional de concreto armado, formada por las siguientes partes:

- Un canal de aproximación de 55 m de longitud, de sección trapezoidal, con 25 m de ancho en la base, excavado en tierra.
- Sendos muros curvos laterales de aproximación al vertedero (Figura 12.5).
- Un vertedero con perfil Creager, de 1,50 m de altura sobre el fondo del canal y 25 m de longitud de cresta (Figura 12.5).
- Un rápido de sección rectangular, de 25 m de ancho, con pendiente de fondo constante igual al 20,5%, muros laterales de 2 m de altura y una longitud de 102,5 m (Figura 12.6).
- Un dissipador de energía de resalto hidráulico, Tipo III del U.S. Bureau of Reclamation, de 25 m de ancho y 25 m de longitud, limitado por muros verticales de 7,12 m de altura (Figura 12.8).
- Un canal de salida de sección trapezoidal, con 25 m de ancho en la base, excavado en tierra, que restituye el flujo al cauce del Río Tamanaco (Figura 12.6).

A lo largo de los años que esta obra tiene en operación se ha venido observando que cuando el aliviadero funciona con caudales importantes (como la creciente del 31/07/79), los muros de la parte final del rápido y los del dissipador de energía quedan completamente sumergidos, Figuras 12.6 y 12.7. Al rebosar el flujo por sobre dichos muros, parte del resalto hidráulico se forma fuera del canal del aliviadero, a ambos lados de él, lo que con el paso de los años ha originado una erosión que parece haberse estabilizado al alcanzar estratos con cierta resistencia a este proceso, Figura 12.8.



**Figura 12.6.-** Muros de la parte final del rápido y del dissipador de energía desbordados y sumergidos por el flujo de la creciente de julio de 1979. Obsérvese la erosión detrás de los muros del dissipador. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

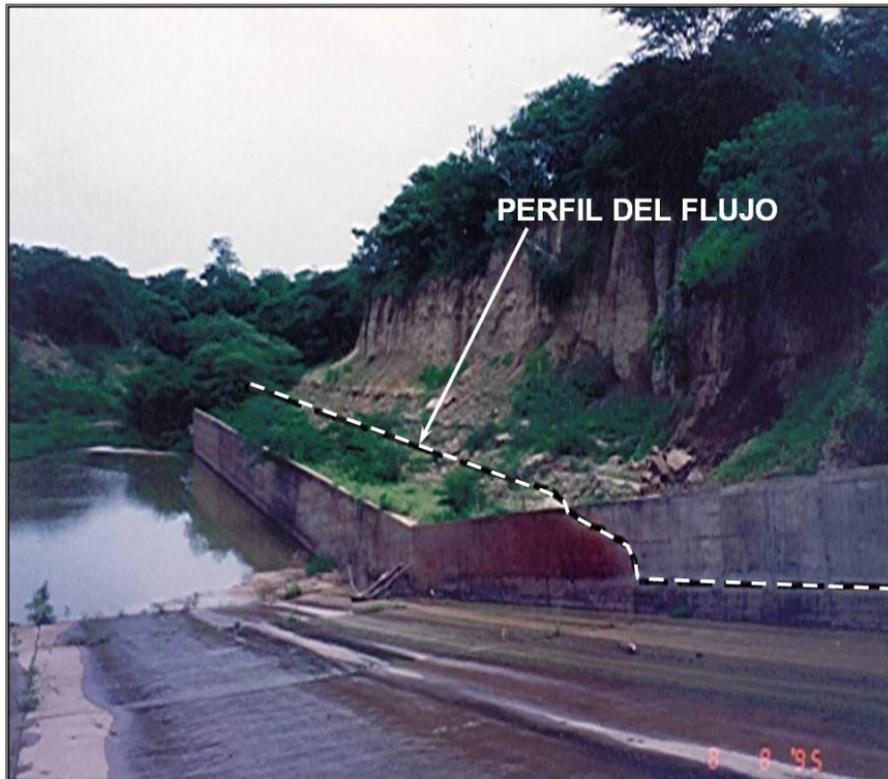
La sumergencia de la parte final del rápido y del dissipador de energía tiene su causa en que toda la sabana situada aguas abajo de la presa se inunda durante las crecientes. Esta es una zona plana en la que los cauces que la drenan tienen secciones transversales pequeñas, muy obstruidas por la vegetación, y sus pendientes son mínimas. Todo lo anterior hace que la circulación del agua se dificulte y que la planicie situada aguas abajo de la presa se inunde. Como consecuencia, el agua se remansa en el canal de salida del aliviadero y sumerge completamente el dissipador de energía. Esta situación no parece haber sido percibida en su real magnitud cuando se elaboró el proyecto de la obra.

Como consecuencia de los estudios efectuados en 1995, después de analizar diversas opciones para resolver los inconvenientes planteados, se determinó que la solución más económica consiste en ampliar la capacidad del aliviadero existente, mediante la construcción de dos nuevos canales laterales paralelos, revestidos en concreto, de 15 m de ancho cada uno. Las obras de ampliación del aliviadero fueron diseñadas para que en conjunto tengan la capacidad necesaria para dar salida a la crecida milenaria determinada en el último estudio hidrológico.

Hasta el presente, las obras de ampliación del aliviadero no han sido construidas.



**Figura 12.7.-** Detalle de los muros de la parte final del rápido y del dissipador de energía desbordados y sumergidos por el flujo de la crecida de julio de 1979. Obsérvese la erosión detrás de los muros del dissipador. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 12.8.-** Estado actual de la parte final del aliviadero. La línea de trazos indica el perfil del flujo durante la crecida de julio de 1979. La erosión detrás de los muros parece haberse estabilizado. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas, 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Algunas Experiencias Recientes en Problemas de Desvío de Ríos Para la  
Construcción de Presas.  
II Jornadas Nacionales de Ingeniería Hidráulica.  
Mérida, Julio 1978.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Estudio de Alternativas Para Aumentar la Capacidad de Alivio del Embalse El  
Cigarrón, Río Tamanaco, Edo. Guárico.  
MARNR, Caracas, Septiembre 1995.
- 5.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Modificación y Ampliación del Aliviadero del Embalse El Cigarrón, Río  
Tamanaco, Estado Guárico.  
MARNR, Caracas, Octubre 1996.



## CAPÍTULO 13 – EMBALSE CHIRACHE

---

### Características Principales.

- Ubicación:** Cerca de Pueblo Nuevo, en la Península de Paraguaná, Estado Falcón, sobre el curso de una pequeña quebrada.
- Propósito:** Reserva de agua para el consumo humano y abrevadero de animales.
- Embalse:** Volumen: 800.000 m<sup>3</sup>.
- Presa:** Tipo: Homogénea, de arcilla.  
Altura máxima: 12 m.  
Pendiente del talud aguas arriba: 3:1.  
Pendiente del talud aguas abajo: 2,5:1.

### Cronología y Problemas de Filtraciones.

Esta obra fue construida en la década de los años 1970 con el propósito de mantener una reserva permanente de agua que sería utilizada por los campesinos de la zona para el abastecimiento humano y como abrevadero de chivos y ganado, dada la aridez de la Península de Paraguaná.

Las laderas del embalse son muy suaves y están constituidas por calizas blancas del Plioceno con oquedades, parcialmente rellenas con arcillas.

Desde su puesta en servicio se observó que esta obra es incapaz de retener por más de uno a dos meses las aguas que ocasionalmente almacena, ya que las mismas se pierden por infiltración. Se ha pensado colocar una carpeta de arcilla cubriendo la superficie del vaso de almacenamiento para reducir las pérdidas, pero esta solución tendría un costo superior al de la propia presa.

La presencia de calizas en los embalses siempre debe ser examinada detalladamente, aún en obras pequeñas como ésta, ya que estas rocas suelen presentar con mucha frecuencia, cavernas, grietas abiertas y oquedades, que constituyen potenciales vías de escape del agua embalsada.

En Venezuela existen otros tres casos similares a éste, en los que los respectivos embalses no retienen el agua debido a la presencia de calizas kársticas: Guatamare, El Zamuro y San Francisco de Macanao.

La obra se encuentra actualmente en desuso, y no se han hecho investigaciones ni trabajos para su rehabilitación, Figuras 13.1, 13.2 y 13.3.



**Figura 13.1.-** Vista de la presa y del pequeño volumen de agua embalsado. (Cortesía del Ing. Jaires Noroño).



**Figura 13.2.-** Vista de la presa. En primer plano se observa la estructura de rejas de la toma en estado inservible. (Cortesía del Ing. Jaires Noroño).



**Figura 13.3.-** Válvulas para el control del flujo en el extremo aguas abajo de la toma.  
(Cortesía del Ing. Jaires Noroño).

**REFERENCIAS**

- 1.- Flores Calcaño, C. – De Fries, C.K.  
Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.  
Conferencia: 25 Aniversario – Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e  
Ingeniería de Fundaciones. Caracas 1983.

## CAPÍTULO 14 – EMBALSE PEDREGAL

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Pedregal, 22 km al Sur de la población de Pedregal, en las inmediaciones del caserío Camare, Distrito Democracia del Estado Falcón.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable a las poblaciones de Pedregal, Urumaco y caseríos de la zona. Control de inundaciones en la población de Pedregal. Riego de unas 2.000 ha ubicadas aguas abajo de la presa.
<b>Embalse:</b>	Área de la cuenca: 1.270 km <sup>2</sup> . Lluvia media anual: 589 mm. Nivel normal: 298,50 msnm. Almacenamiento a nivel normal: 142,5 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> . Área inundada: 1.215 ha. Caudal medio del Río: 5,2 m <sup>3</sup> /s. Caudal medio regulado por el embalse: 3 m <sup>3</sup> /s. Transporte total de sedimentos estimado en el proyecto: 6,9 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> /año.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, zonificada. Longitud de la cresta: 250 m. Altura máxima: 40 m. Cota de la cresta: 303,50 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Frontal, rectangular, de descarga libre. Cota de cresta: 298,50 msnm. Longitud inicial de la cresta: 10 m. Creciente de diseño: Milenaria. Caudal de diseño: 125 m <sup>3</sup> /s. Cota de aguas máximas: 302,00 msnm.
<b>Toma para acueducto:</b>	Tipo: Selectiva, articulada y conducto enterrado bajo la presa. Diámetro: 0,40 m. Caudal máximo: 0,26 m <sup>3</sup> /s.
<b>Descarga de fondo:</b>	Tipo: Conducto enterrado bajo la presa. Diámetro: 1,85 m. Longitud: 350 m. Caudal máximo: 26 m <sup>3</sup> /s. Tipo de controles: 1 válvula mariposa de emergencia y una válvula Howell-Bunger de regulación, en serie, ambas de 1,50 m de diámetro, en el extremo aguas abajo del conducto.

### Cronología y Problemas en las Obras.

#### Etapa de Desviación del Río Durante la Construcción de la Presa.

A mediados de 1977 el Río Pedregal fue desviado por un conducto de concreto armado, blindado interiormente con una tubería de acero de 1,85 m de diámetro. El conducto se construyó en la parte inferior del estribo izquierdo, y una vez desviado el flujo por él, se dio inicio a la construcción de la presa. Este conducto se diseñó para ser utilizado posteriormente como descarga de fondo permanente del embalse, con la función de evacuar a través de él los excedentes de agua (aliviadero primario) y los sedimentos asociados, Figura 14.1.



**Figura 14.1.-** Conducto de desviación y descarga de fondo en construcción.  
A la izquierda: estructura de rejas de la entrada del conducto.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La desviación del río se hizo mediante la construcción de una ataguía de 22 m de altura que posteriormente formó parte del espaldón aguas arriba del terraplén de la presa. El sistema de desviación formado por el conjunto conducto-ataguía fue diseñado para una creciente de 15 años de período de retorno. Considerando que el tiempo necesario para la construcción de la obra fue estimado en 1,5 años, existía una seguridad del 90% de que la capacidad de las obras de desviación no fuese excedida por ninguna creciente durante el período de construcción de la presa.

El régimen hidrológico del Río Pedregal se caracteriza por períodos de varios meses consecutivos durante los cuales el cauce se seca, y seguidamente, como producto de las lluvias, tienen lugar crecientes, casi siempre muy violentas, de grandes caudales y cortas duraciones. Este comportamiento se debe a las condiciones semidesérticas de la cuenca, ya que los suelos se encuentran prácticamente desnudos, con tan solo vegetación

xerófito rala, que tiene una mínima capacidad de retención y amortiguación de la escorrentía. Las fuertes crecientes arrastran enormes cantidades de sedimentos, constituidos principalmente por arcillas y limos transportados en suspensión. También arrastran troncos, palos y ramas, provenientes de los árboles y arbustos caídos por el efecto de la erosión en la cuenca. Durante la etapa de desviación del río estos materiales también tuvieron su origen en la deforestación del área del embalse, ya que no fueron totalmente quemados.

El 30 de noviembre de 1977, durante una creciente, la entrada del conducto se bloqueó completamente con palos y sedimentos y fue imposible destaparla antes de que el agua se derramara sobre la ataguía, Figura 14.2.



**Figura 14.2.-** Desbordamiento de la ataguía a finales de 1977.  
(Cortesía de VIALPA)

La entrada del conducto de desviación consistía en una estructura de concreto en forma de cajón con elementos individuales, desmontables de rejas de acero. Cuando se elaboró el proyecto de la obra no se pensó que el flujo arrastraría tal cantidad de troncos y palos, los cuales se trababan fácilmente en las rejas, acumulándose rápidamente y bloqueando el paso del agua. Al reducirse la velocidad de la corriente y disminuir la turbulencia comenzaba de inmediato la sedimentación de la enorme concentración de partículas de arcilla y limo transportadas en suspensión en el seno del flujo. El sedimento envolvía los troncos y palos, formando una masa cohesiva con la consistencia de un “barro armado” o “bahareque” cada vez más resistente a medida que se consolidaba con el transcurso del tiempo.

El agua estuvo vertiendo sobre la ataguía durante 7 días, estimándose que el caudal máximo que paso sobre ella fue de unos 150 m<sup>3</sup>/s.

Para destapar el conducto se usaron cargas de profundidad colocadas en su entrada mediante un helicóptero, con el auxilio de especialistas en explosivos de la Marina, Figuras 14.3, 14.4, y 14.5. Las cargas destruyeron completamente la estructura de rejas y

eliminaron los palos, troncos y sedimentos acumulados que impedían el flujo. El procedimiento de detonación fue exitoso y a los pocos minutos el agua comenzó a fluir libremente a sección plena y a gran velocidad (debido a la carga hidráulica de más de 20 m en el embalse), arrastrando todos los materiales que causaban la obstrucción, Figura 14.6.



**Figura 14.3.-** Cargas de profundidad utilizadas en las voladuras. (Cortesía de VIALPA).



**Figura 14.4.-** Colocación de las cargas de profundidad con un helicóptero. (Cortesía de VIALPA).



**Figura 14.5.-** Detonación de las cargas de profundidad.  
(Cortesía de VIALPA).

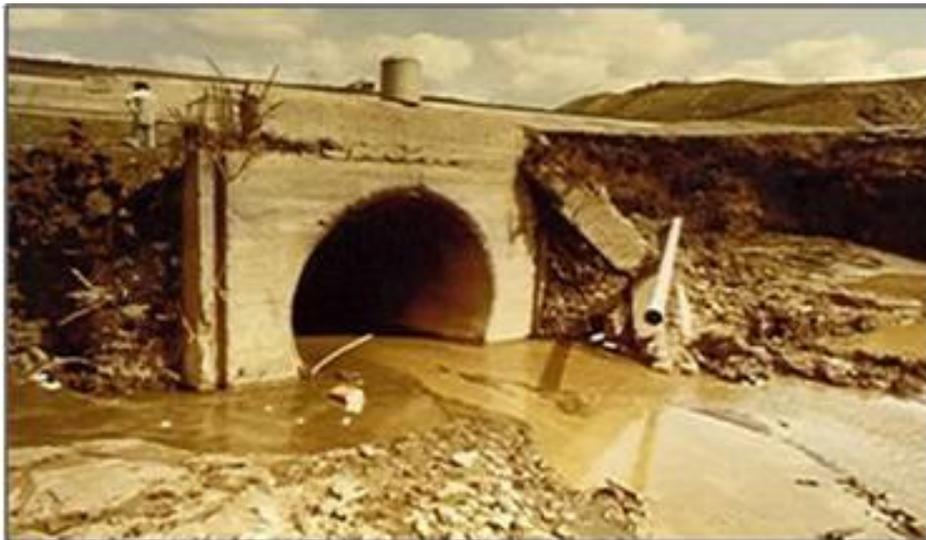


**Figura 14.6.-** Conducto de desviación destapado, fluyendo a plena capacidad.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La ataguía y el terraplén de la presa en construcción no sufrieron daños. La arcilla de baja plasticidad (CL), compactada al 98% del Proctor Standard, resistió el efecto erosivo del flujo desbordado, Figura 14.7. El conducto de desviación tampoco sufrió daños importantes, con la excepción de la destrucción de la estructura de rejas de su entrada, por la voladura, Figura 14.8.



**Figura 14.7.-** En primer plano, el terraplén de la presa en construcción. Al fondo, la ataguía, después del desbordamiento de 1977. Los materiales, bien compactados, no sufrieron daños apreciables. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).



**Figura 14.8.-** Entrada del conducto despejada después de la voladura. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).

Después de este incidente la estructura de entrada fue reconstruida, pero durante el resto de la etapa de desviación del río no se colocaron los paneles de rejas de acero para evitar nuevas obstrucciones causadas por la enorme cantidad de troncos y palos arrastrados por el flujo durante las crecientes, permitiendo que estos materiales pasaran libremente por el conducto. Hasta la puesta en servicio del embalse en diciembre de 1978, no se registraron nuevos inconvenientes, lo que sin lugar a dudas se debió a la no utilización de rejas en la entrada del conducto de desviación.

La experiencia obtenida de este caso y de otras obras en las que ocurrieron situaciones similares, indica que no es conveniente colocar rejas en las entradas de los conductos y túneles durante la etapa de desviación. Las rejas pueden ser colocadas posteriormente, cuando dichos conductos sean utilizados como obras de toma del embalse, una vez terminada la etapa de desviación. De acuerdo a otra experiencia en esta misma presa, que se describe más adelante, tampoco es recomendable colocar rejas en las descargas de fondo de los embalses.

### **Capacidad del Aliviadero.**

El aliviadero de este embalse también tuvo inconvenientes. Es importante destacar que la información hidrológica de la cuenca del Río Pedregal, que existía cuando se hizo el proyecto de esta obra, era prácticamente nula. No había registros fluviométricos, disponiéndose tan solo de alguna información pluviométrica, la mayor parte de ella proveniente de otras cuencas de la misma región. El estudio hidrológico se hizo simulando el comportamiento de la cuenca del Río Pedregal en base a la información disponible en otras cuencas de características más o menos parecidas.

El aliviadero está ubicado en el estribo derecho, en contacto con la presa, y fue proyectado como una estructura convencional de concreto armado, con un canal de aproximación corto, un vertedero de 10 m de longitud de cresta, tipo Creager, un rápido de ancho constante igual a 10 m, y un lanzador circular como estructura terminal, Figura 14.9.

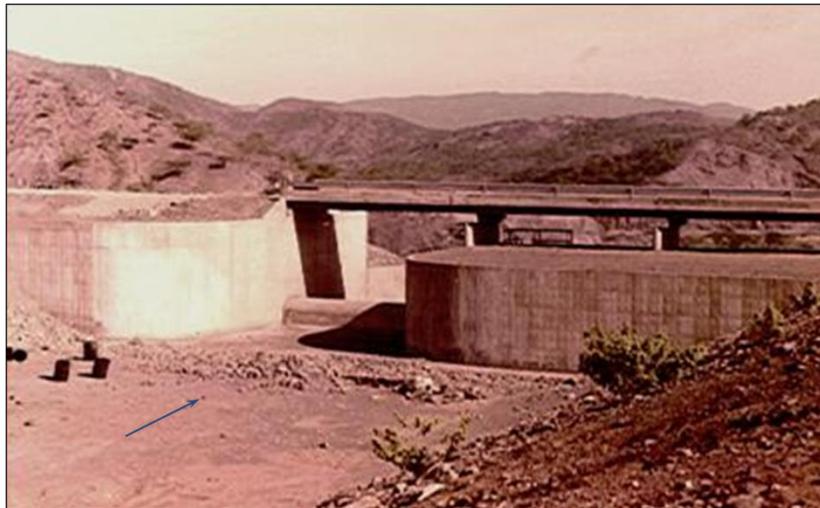
Los proyectistas, conscientes de las limitaciones del estudio hidrológico, debidas a la deficiencia de los datos disponibles para su elaboración, decidieron incorporar en el diseño una medida de seguridad consistente en que el muro derecho de la entrada del aliviadero, que limita con la ladera rocosa, tuviese 1,50 m menos de altura que el muro izquierdo, el cual queda en contacto directo con el terraplén de la presa. El criterio utilizado para tal dimensionado consistió en que la capacidad del aliviadero fuese suficiente como para dar salida a la creciente milenaria sin que ocurriera desbordamiento sobre los muros de su entrada. Pero, si llegase a ocurrir una creciente mayor que la determinada como milenaria, el flujo desbordaría sobre el muro derecho, hacia el estribo rocoso y no sobre el muro izquierdo en contacto con la presa. Con este propósito se excavó un canal en la roca del estribo, sin revestir, con un ancho de 15 metros, adyacente al muro derecho, a todo lo largo del aliviadero, Figura 14.10.

Dos años después de la puesta en servicio del embalse ocurrió una creciente excepcional que rebasó el muro derecho en 30 cm aproximadamente. No se produjeron daños de

importancia como consecuencia del desbordamiento, tan solo la erosión del material del relleno posterior del muro.

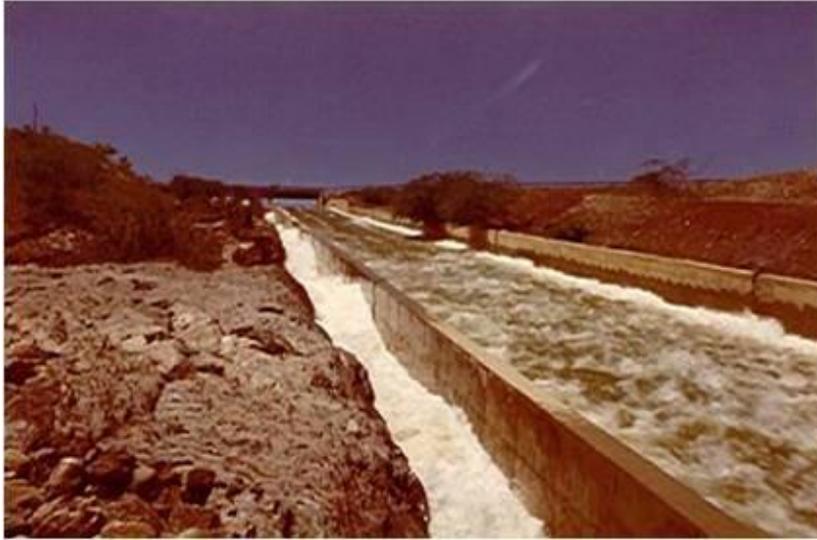


**Figura 14.9.-** Vista de conjunto. A la izquierda del vertedero se observa la excavación para alivios de emergencia. Nótese la diferencia entre el agua clara del aliviadero y el agua turbia de la descarga de fondo.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.10.-** Entrada del aliviadero. El muro derecho es 1,50 m más bajo que el izquierdo, para dar salida a crecientes excepcionales.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La ladera rocosa, constituida por capas alternadas de lutitas y areniscas, con un buzamiento alto y un rumbo perpendicular al sentido del flujo, resistió adecuadamente el efecto erosivo del flujo desbordado. El muro propiamente dicho no sufrió ningún daño, Figuras 14.11 y 14.12.



**Figura 14.11.-** Vista hacia aguas arriba del rápido del aliviadero rebotando por detrás del muro derecho, durante la creciente de 1980. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.12.-** Lanzador en operación durante el desbordamiento del muro derecho, en 1980. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).

Como producto de esta experiencia se decidió revestir en concreto el canal lateral inicialmente excavado en roca, con lo que el ancho total del aliviadero fue llevado a 25 metros, Figura 14.13.



**Figura 14.13.-** Vista hacia aguas arriba del aliviadero ampliado.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Después de la ampliación a 25 metros, el aliviadero funcionó satisfactoriamente.

La experiencia con este caso indica la vital importancia que tiene contar con datos hidrológicos confiables en aquellos sitios en los que se planifica la construcción de una presa, especialmente en lo referente a los registros fluviométricos, de forma que permitan determinar hidrogramas confiables que representen acertadamente las crecientes extremas del río. También quedó demostrada en este caso la gran utilidad que tiene para la seguridad de las presas tomar medidas preventivas que compensen de alguna manera las deficiencias implícitas en los estudios hidrológicos.

#### **Sedimentación del Embalse.**

La presa Pedregal fue puesta en servicio en diciembre del año 1978, el tiempo total empleado en su construcción fue de aproximadamente 2 años, Figura 14.9.

Una particularidad del Río Pedregal que es importante resaltar, es que, en relación a su caudal, este es uno de los ríos con mayor transporte sólido del país. Los sedimentos están constituidos principalmente por arcilla y limo en suspensión, habiéndose estimado

cuando se elaboró el proyecto del embalse, un transporte total de  $6,9 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$ . Este valor fue tan solo una estimación, ya que, tal como se indica más arriba, para la época en la que se hizo el proyecto (1976-1977), no existía ningún registro de los caudales del río, ni del transporte de sedimentos.

Con el aporte de sedimentos indicado, si se supone en primera aproximación que todo el volumen sólido que ingresa al embalse quedará retenido en él, se obtiene que en un plazo de aproximadamente 20 años se debería producir el llenado total del vaso de almacenamiento con los sedimentos.

Considerando que una vida útil de 20 años es relativamente corta para un embalse, los proyectistas decidieron utilizar en este caso la técnica muy empleada desde hace siglos en Europa y en otras partes del mundo, consistente en expulsar parte de los sedimentos que ingresan al embalse, mediante la operación de una descarga de fondo, con el objetivo de alargar la vida útil de la obra. Esta técnica consiste en succionar fuera del embalse las corrientes de lodo, también conocidas como corrientes de densidad, que se propagan por el fondo del lago, siguiendo el antiguo cauce sumergido del río, en dirección al punto mas bajo del vaso de almacenamiento que es el sitio de presa.

Cuando el flujo de una creciente, cargado de sedimentos finos (limos, arcillas) en suspensión, llega a la cola de un embalse, suele producirse el hundimiento del agua turbia en el seno del agua clara del lago. El agua turbia tiene una densidad mayor que la del agua clara del embalse, a causa de la carga de sólidos en suspensión que transporta. Esta diferencia de densidades hace que el flujo del agua turbia de la creciente se dirija hacia el fondo y fluya lentamente por el antiguo cauce sumergido, siguiendo su pendiente hasta alcanzar la presa. Si al llegar a la presa existe una descarga de fondo en operación, el flujo no se detendrá, ya que la descarga ejercerá un efecto de succión en él, captándolo hacia su entrada y conduciéndolo aguas abajo de la presa, evitando así que la masa de sedimentos que contiene se deposite en el embalse. Si por el contrario, la presa no dispone de una descarga de fondo, o la tiene pero no se opera, la corriente de densidad al llegar a la barrera que representa la presa no encontrará salida y comenzará a sedimentar gradualmente las partículas sólidas que transporta en suspensión, las cuales formarán una masa en el fondo del embalse que ganará densidad y cohesión con el paso del tiempo. Llegará un momento en que, aunque se abra al máximo la descarga de fondo, el sedimento consolidado ya no podrá ser removido del embalse y el conducto de dicha descarga se obstruirá con los sedimentos.

En el Embalse Pedregal la descarga de fondo es el mismo conducto utilizado en primera etapa para la desviación del río durante la construcción de la presa. Este conducto de concreto armado, blindado interiormente con una tubería de acero de 1,85 m de diámetro, tiene una longitud de 350 m y está enterrado bajo el terraplén de la presa, al pie del estribo izquierdo. En la entrada del conducto se construyó una estructura de rejillas, las cuales, tal como se describe más arriba, debido a los inconvenientes sufridos con los palos y troncos al principio de la etapa de desviación del río, no fueron colocadas hasta que la obra quedó terminada y se dio inicio al llenado del embalse. En el extremo aguas abajo del conducto se construyó una reducción cónica de 1,85 m a 1,50 m de diámetro, a continuación de la cual se instaló una válvula mariposa de emergencia y seguidamente una válvula de cono (Howell-Bunger) para la regulación del caudal. Ambas válvulas tienen

un diámetro de 1,50 m y la de regulación fue instalada con un ángulo de 25° hacia arriba, para lograr una mejor disipación de la energía del flujo emergente contra el aire.

En vista de que el caudal medio regulado por el embalse se había estimado en 3 m<sup>3</sup>/s al alcanzarse el máximo aprovechamiento de la obra, y considerando que el caudal medio del Río Pedregal en la presa es de aproximadamente 5,2 m<sup>3</sup>/s, existía un importante excedente de agua que de alguna forma debía ser evacuado permanentemente del embalse. Este excedente de agua proporcionaba las condiciones ideales para ser expulsado a través de la descarga de fondo, haciendo que en la misma existiera constantemente un flujo capaz de succionar las corrientes de densidad, para disminuir así la sedimentación en el embalse y alargar su vida útil.

La Memoria Técnica del proyecto incluye un capítulo que contiene las instrucciones para la operación de la obra. Dichas instrucciones establecen que todos los excedentes de agua del embalse deben ser evacuados, en la medida de lo posible, a través de la descarga de fondo, con el propósito de aprovechar la energía del flujo para expulsar parte de los sedimentos que ingresan al embalse. De esta forma la descarga de fondo pasa a ser el aliviadero primario, ya que el aliviadero superficial solo debería operar cuando la magnitud de las crecientes sobrepasara la capacidad de evacuación del conducto de fondo. Es importante resaltar que por el aliviadero de superficie fluye agua clara, que en nada contribuye a reducir los efectos de la sedimentación en el embalse.

Las instrucciones para la operación de la obra indican que la abertura de la válvula de regulación deberá graduarse para desaguar permanentemente un caudal de aproximadamente 3 m<sup>3</sup>/s. Si la cota del embalse descendiera más de 10 metros por debajo del nivel normal, se procedería a cerrar la válvula, hasta que el nivel se recupere, procediendo entonces a desaguar nuevamente un caudal de 3 m<sup>3</sup>/s. Las instrucciones establecen que cuando el embalse comience a aliviar se debe abrir la válvula al máximo ( $Q \approx 26$  m<sup>3</sup>/s) y mantenerla así hasta que el alivio cese, volviéndose seguidamente a desaguar un caudal de 3 m<sup>3</sup>/s. Se indica también que cada tres o cuatro meses a lo sumo, la válvula debe ser operada a su máxima capacidad, por una hora como mínimo (independientemente de que el aliviadero de superficie funcione o no), para eliminar el sedimento acumulado en torno a la estructura de rejas de la entrada del conducto y mantenerla despejada.

Durante los primeros años de operación del embalse (1979 – 1982) la descarga de fondo fue manejada correctamente y los resultados de esta operación se tradujeron en una eliminación de sedimentos muy importante. Durante las crecientes el flujo desaguado estaba cargado de sólidos, presentaba un color marrón oscuro y tenía la consistencia de un barro fluido, Figuras 14.14 a 14.18. En épocas de verano el agua que salía por la válvula era en general bastante clara.

Las Figuras 14.14 a 14.17 muestran en secuencia el flujo de barro a través de la descarga de fondo durante una prueba en la que se abrió gradualmente la válvula mariposa (dentro de la caseta), antes de instalar la válvula de cono de 1,50 m de diámetro en el extremo de la tubería. Se observa que el flujo emergente es tan denso que prácticamente no salpica al caer de una altura de unos 3 metros.



**Figura 14.14.-** Se comienza a abrir la válvula mariposa de la descarga.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.15.-** ≈15% de abertura de la válvula mariposa de la descarga.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

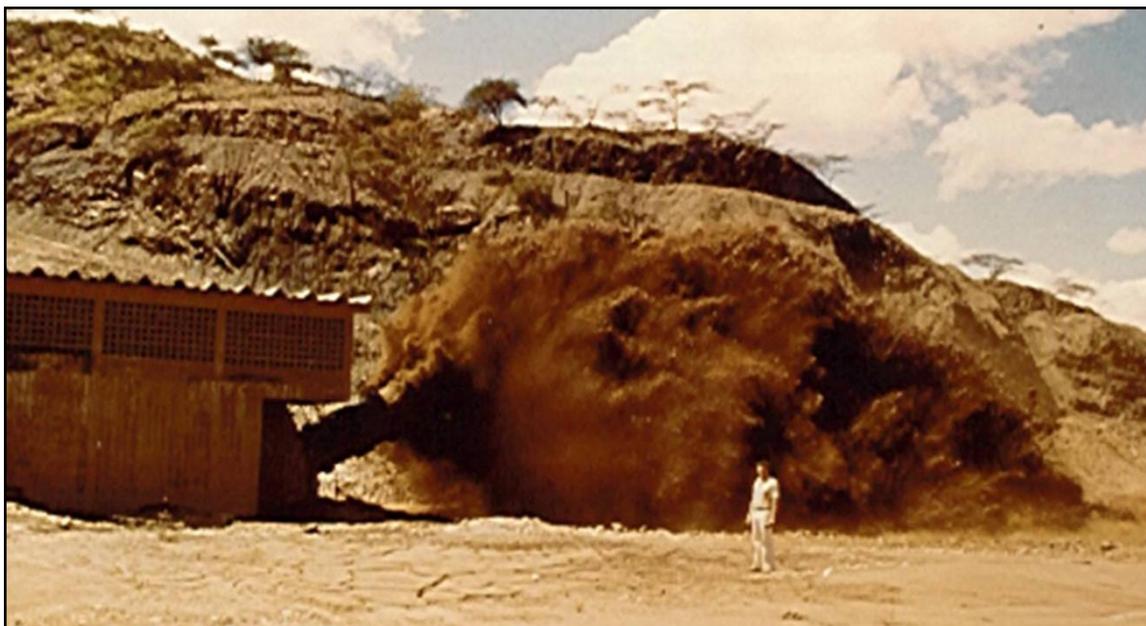


**Figura 14.16.-**  $\approx$  40% de abertura de la válvula mariposa de la descarga.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.17.-**  $\approx$  55% de abertura de la válvula mariposa de la descarga.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La Figura 14.18 muestra la descarga de fondo con la válvula Howell-Bunger ya instalada en su extremo de aguas abajo, operando normalmente. Se observa la turbidez del agua emergente, debida a la alta concentración de sedimentos del flujo evacuado del embalse.



**Figura 14.18.-** Operación normal de la descarga de fondo, con la válvula de cono ya instalada. Obsérvese la turbidez del agua emergente.  
(Cortesía del Ing. Juan Félix Ledézma).

A mediados de 1982, por razones que se desconocen, se dio instrucciones a los operarios del embalse de cerrar completamente la válvula de cono, la cual permaneció así por más de un año. Al mantener cerrada la válvula, los excedentes del flujo que ingresaban al embalse, necesariamente tenían que salir de éste por algún sitio, por lo que entró en operación el aliviadero de superficie, el cual, tal como se indica más arriba, descarga agua clara, que en nada contribuye a la evacuación de sedimentos.

Resulta interesante comparar el agua cristalina que se observa en el aliviadero superficial (Figura 14.19), con el aspecto turbio del flujo de la descarga de fondo (Figuras 14.14 a la 14.18). No es difícil llegar a la conclusión de que para alargar al máximo la vida útil de los embalses en general, los excedentes de agua deben ser evacuados, en la medida de lo posible, por las descargas de fondo, con lo que se estará aprovechando la energía del flujo para expulsar sedimentos. Se podría decir que, desde el punto de vista de la lucha contra la sedimentación en los embalses, toda el agua que sale por los aliviaderos de superficie es agua perdida.



**Figura 14.19.-** Aspecto cristalino del flujo en el aliviadero, que en nada contribuye a la expulsión de sedimentos del embalse. (Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

A mediados de 1983, a causa de la presión ejercida por los regantes de la zona aguas abajo de la presa, se procedió a abrir la válvula de cono, encontrándose que la misma, al igual que la mariposa y todo el conducto de la descarga de fondo, se encontraban completamente llenos de barró solidificado, sin que tuviera lugar flujo alguno, Figura 14.20. Desde entonces la descarga de fondo quedó inoperativa.

A finales de 1988, es decir, 10 años después de la puesta en servicio del embalse, éste se llenó completamente de sedimentos, hasta la cresta del vertedero, Figura 14.21.

Considerando que la sedimentación total de esta obra tuvo lugar en la mitad del tiempo estimado en el proyecto (sin tomar en cuenta el efecto de la descarga de fondo), se concluye que el transporte medio de sólidos del Río Pedregal, es en realidad del orden del doble del determinado en los estudios hidrológicos, es decir, de unos  $14 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$ . Esto ratifica lo expresado más arriba con relación a la importancia de contar con datos, producto de mediciones confiables y extensas en el tiempo.



**Figura 14.20.-** Válvula Howell-Bunger y conducto de la descarga de fondo completamente llenos de sedimentos consolidados. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.21.-** Embalse totalmente sedimentado a finales de 1988. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

A mediados de 1990 se intentó destapar la descarga de fondo. Para ello se desmontaron ambas válvulas, se excavó el sedimento del interior del conducto y se tuvo así acceso desde aguas abajo a la estructura de rejillas, ubicada aguas arriba de la presa, en el fondo del embalse. Se colocaron explosivos y se esperó a que el río tuviera un caudal importante para proceder a hacer voladuras, con el propósito de remover el sedimento acumulado y lograr la interconexión de la entrada del conducto con el agua del embalse, intentando que se estableciera un flujo capaz de arrastrar el barro acumulado. Todo fue inútil. El espesor de 36 metros de barro consolidado, mezclado con palos y troncos, formaba un “barro armado” muy resistente, sobre la estructura de rejas, que hizo fracasar la operación.

Otra experiencia adquirida en esta última etapa de los trabajos, que es importante mencionar, es la siguiente: Durante la desviación del río para la construcción de la presa se presentaron los problemas de obstrucción de la entrada del conducto, descritos en la primera parte de este capítulo, debido a la gran cantidad de palos, troncos y ramas arrastrados por el flujo. Ante esta situación, se decidió no colocar los paneles de las rejas metálicas durante el resto de la etapa de desviación, con lo que se logró un comportamiento satisfactorio. Posteriormente, al iniciarse el llenado del embalse se procedió a colocar dichos paneles de rejas, pensando que los troncos y palos ya no afectarían en lo sucesivo a la descarga de fondo, pues flotarían en el embalse y serían expulsados por el aliviadero superficial. Sin embargo, en 1990, cuando el embalse se encontraba ya completamente sedimentado y se despejó la descarga de fondo, llegándose a la estructura de rejas de su entrada desde aguas abajo, se pudo constatar que la misma estaba rodeada por una masa densa de barro consolidado, en la que se encontraban embebidos troncos y palos en grandes cantidades. La presión de esta masa produjo la deformación y la falla estructural de varios perfiles de acero. Pruebas efectuadas posteriormente indicaron que la madera de estos palos tiene una densidad ligeramente mayor que la del agua. Consultados ingenieros agrónomos y forestales, manifestaron que existen especies vegetales cuya madera posee las características descritas y que con frecuencia predominan en zonas áridas, semidesérticas, como la cuenca del Río Pedregal.

Este descubrimiento proporcionó la explicación de lo ocurrido: Los palos y troncos se desplazaron por el embalse “entre dos aguas”, es decir, a mayor o menor profundidad dependiendo de su densidad, y fueron arrastrados por el flujo hasta la entrada de la descarga de fondo.

Como la densidad del agua del embalse aumenta con la profundidad, estos palos se hundieron hasta que a una cota determinada su densidad fue igual a la del agua, alcanzando así un equilibrio que hizo que no se hundieran más. Al ser arrastrados por las corrientes del embalse y llegar a las inmediaciones de la presa, fueron succionados hacia la entrada de la descarga de fondo, donde quedaron detenidos por las rejas y se fueron acumulando gradualmente hasta obstruirlas.

En el país no se tenían experiencias de este tipo hasta que ocurrió este caso. La práctica común en los proyectos de obras de embalse siempre había sido considerar que los troncos, palos y ramas flotan en la superficie del agua, por lo que antes de este caso no

era imaginable que tal cantidad de palos sumergidos pudiera obstruir las rejas de una descarga de fondo.

La coincidencia de circunstancias poco comunes como las reunidas en este proyecto:

- Crecientes violentas y repentinas después de periodos largos de sequía.
- Arrastre muy elevado de sedimentos en suspensión (flujo hiperconcentrado).
- Grandes cantidades de palos y troncos, con densidades superiores a la del agua, transportados durante las crecientes.
- Carencia total de datos hidrológicos.
- Falta de operación de la descarga de fondo durante más de un año.

, hacen de lo ocurrido en este embalse un caso único.

Las lecciones aprendidas en Pedregal son muy valiosas y no deben desaprovecharse en futuros proyectos de características similares. A título de resumen, ellas son:

- Es de vital importancia contar con datos hidrológicos confiables y extensos para la elaboración de los proyectos de embalses.
- Los terraplenes de suelos arcillosos, cohesivos, bien compactados, en general suelen resistir el flujo desbordado, sin sufrir erosiones significativas.
- Los conductos o túneles que se utilizan para la desviación de ríos o como descargas de fondo, no deben llevar rejas en sus entradas y sus trazados deben hacerse de manera tal que el flujo sea lo más rectilíneo posible, con el mínimo número de curvas, restricciones y obstáculos.
- Para controlar el caudal en las descargas de fondo de embalses construidos sobre ríos con gran arrastre de sedimentos, deben utilizarse válvulas que al estar totalmente abiertas no presenten obstáculos ni dejen elementos metálicos interpuestos en el flujo. No son aconsejables las válvulas mariposa, de cono (Howell-Bunger), de aguja, de tubo ni de chorro hueco (Hollow-Jet). Para estos casos se recomienda utilizar cualquier tipo de compuerta o válvulas esféricas.
- Los aliviaderos de emergencia, diseñados para dar salida al flujo de crecientes excepcionales, constituyen elementos de seguridad que deben ser incorporados en los proyectos de los embalses cuando los estudios hidrológicos que los sustentan no son totalmente confiables.

A finales de 1990 se hizo un proyecto de sobre elevación de la presa (Pedregal II), el cual incluía también la construcción de una nueva toma, el realzamiento del vertedero y la construcción de un canal de expulsión de sedimentos a cielo abierto, paralelo al

aliviadero existente y a una cota inferior, que estaría controlado por una compuerta radial en su entrada. Estas obras no se construyeron. El embalse dejó de ser utilizado desde que se produjo la obstrucción de la descarga de fondo en 1982 - 1983.

A partir del momento en que tuvo lugar el bloqueo de la descarga de fondo, el agua aportada por la cuenca al embalse solo podía salir de él por el aliviadero superficial. Cuando el embalse se azolvó completamente, hasta la cota de vertido del aliviadero, las partículas sólidas más gruesas (grava, cantos rodados, bloques) transportadas por el flujo, comenzaron a pasar por el mismo y después de varios años su efecto abrasivo terminó por destruir los dos canales de concreto y erosionar la roca subyacente (lutita y arenisca), causando el colapso de esta estructura de concreto y la formación de un zanjón en el contacto de la presa con el estribo derecho, que se fue profundizando gradualmente hasta llegar a la cota del cauce original. Las Figuras 14.22, 14.23, 14.24 y 14.25, muestran el estado en que se encontraba la obra en septiembre de 2005.



**Figura 14.22.-** Zanjón erosivo en el emplazamiento del aliviadero (9/2005).  
Obsérvense los restos de concreto y el lanzador del aliviadero inicial.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.23.-** Zanjón erosivo en el emplazamiento del aliviadero, visto desde aguas abajo (9/2005). Obsérvese el lanzador del aliviadero inicial.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.24.-** Detalle del lanzador del aliviadero inicial (9/2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.25.-** Espesor del sedimento acumulado en el embalse, sobre la losa de concreto de protección contra la erosión del talud aguas arriba de la presa (9/2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La Figura 14.26 muestra el cauce del Río Pedregal, inmediatamente aguas arriba de la presa, en septiembre de 2005. La erosión que destruyó el aliviadero y formó el zanjón en el contacto de la presa con el estribo derecho, se fue propagando hacia aguas arriba, a lo largo de la planicie de los sedimentos depositados en el embalse, restituyendo gradualmente el cauce original del río y ramificándose por sus afluentes de manera regresiva, aproximándose así a la forma en que se encontraban estos cursos de agua antes de la construcción de la presa, siguiendo un proceso dinámico mediante el que la naturaleza busca restablecer el equilibrio perdido por la construcción de la obra, Figura 14.27.



**Figura 14.26.-** Evolución del cauce aguas arriba de la presa, hacia el estado natural en que se encontraba antes de la construcción de la obra. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 14.27.-** Imagen de Google Earth, que muestra la evolución del cauce aguas arriba de la presa, buscando restituir el estado natural en que se encontraba antes de la construcción de la obra.

**REFERENCIAS**

- 1.- Obras Hidráulicas, S.A. (OBHIDRA).  
Proyecto Obras de Embalse Pedregal, Río Pedregal, Estado Falcón.  
INOS, Caracas, Marzo 1978.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Algunas Experiencias Recientes en Problemas de Desvío de Ríos Para la  
Construcción de Presas.  
II Jornadas Nacionales de Ingeniería Hidráulica.  
Mérida, Julio 1978.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Situación Actual de la Presa Pedregal, Edo. Falcón – Acciones a Tomar.  
MARNR, Caracas, Agosto 1983.
5. Suárez Villar, L.M.  
Embalse Pedregal, Edo. Falcón. Proyecto de Modificación de la Descarga de Fondo.  
INOS, Caracas, Julio 1985.
- 6.- Suárez Villar, L.M.  
Embalse Pedregal, Estado Falcón. Proyecto de Sobreelevación y Obras  
Complementarias.  
MARNR, Caracas, Diciembre 1990.

## **CAPÍTULO 15 – EMBALSE CUATRICENTENARIO DE LA CIUDAD DE CARORA (ATARIGUA)**

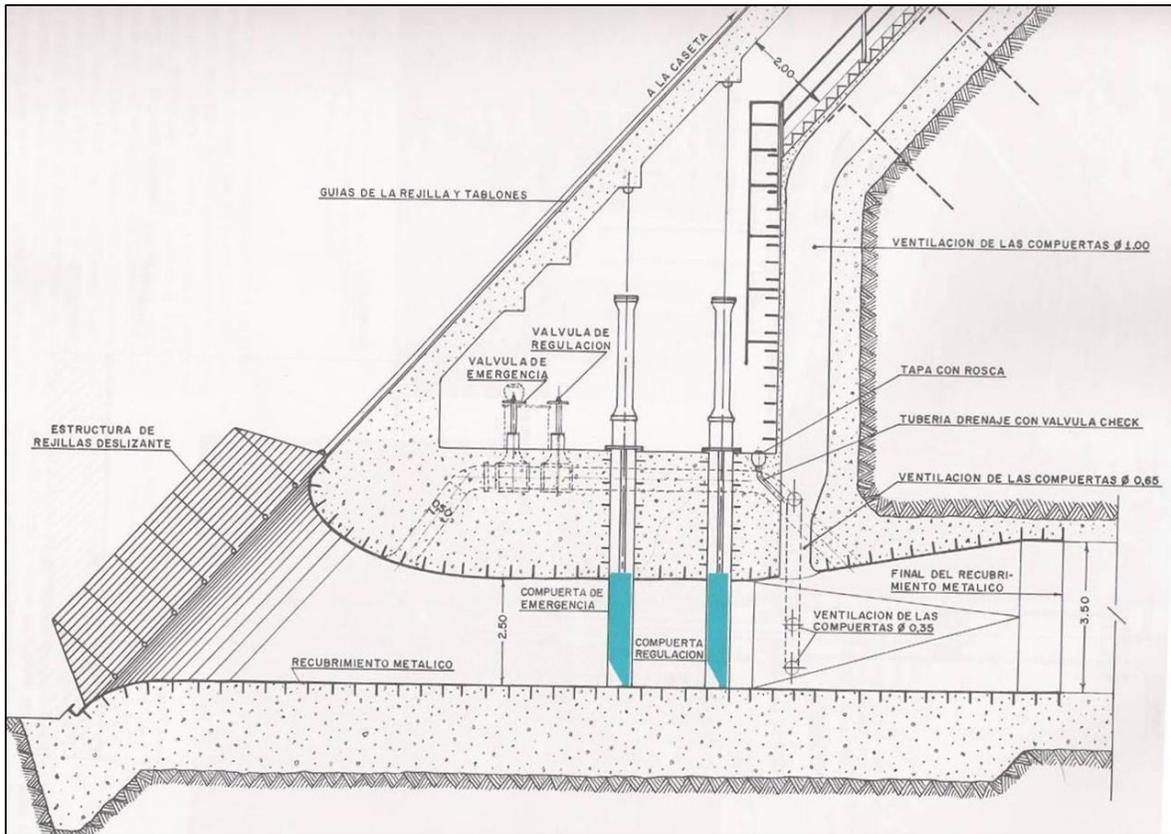
---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Tocuyo, al Suroeste de la ciudad de Carora, Municipio Torres del Estado Lara.
<b>Propósitos:</b>	Riego de 3.700 ha. Abastecimiento de agua potable a Carora y poblaciones vecinas. Control de inundaciones. Recreación.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 503,00 msnm. Capacidad total: $420 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 2.025 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Altura máxima: 59 m. Cota de la cresta: 509,00 msnm. Longitud de la cresta: 255 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal trapecial de descarga libre. Cota de la cresta: 503,00 msnm. Longitud de cresta: 14 m. Caudal máximo: $285 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Toma y descarga:</b>	Tipo: Túnel en el estribo izquierdo, con entrada a nivel del cauce del río. Diámetro del túnel: 3,50 m. Longitud del túnel: 360 m. Caudal máximo: $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cota de la entrada: 450,50 msnm. Controles: 2 compuertas planas, deslizantes, cuadradas, de 2,50 m de lado, en la entrada. Disipador de energía: Lanzador a la salida del túnel.

### **Cronología y Problemas en el Túnel.**

Las funciones de toma para riego y descarga de fondo para la expulsión de sedimentos están concentradas en un túnel de 3,50 m de diámetro, construido en el estribo izquierdo. En la entrada del túnel, a nivel del cauce del río, está ubicada la cámara de compuertas, a la cual se accede a través de una estructura inclinada, en forma de cajón de concreto armado, adosada a la ladera del estribo, mediante una escalera construida en su interior. En la cámara se instalaron dos compuertas en serie, planas, deslizantes, idénticas, para el control del flujo. La de aguas arriba es para mantenimiento y emergencias y la de aguas abajo para la regulación del caudal (Figura 15.1).



**Figura 15.1.-** Cámara de compuertas para el control del flujo, ubicada en la entrada del túnel. El acceso a la cámara se hace a través de una escalera situada dentro de una chimenea inclinada, de sección rectangular de concreto, anclada a la ladera. La reja inclinada, deslizante, que se indica en la entrada del túnel, no fue construida.

El túnel descarga libremente al Río Tocuyo, siendo captada el agua por los regantes, en ambas márgenes del cauce, a lo largo de varios kilómetros aguas abajo de la presa.

El estribo izquierdo de la presa, donde se construyó el túnel y la estructura inclinada, está formado por lutitas silíceas, carbonosas, duras, fracturadas, con diaclasas abiertas. Los planos de estratificación de las lutitas, en la zona del portal de entrada del túnel, tienen un buzamiento desfavorable para la estabilidad, de unos 30° hacia el embalse.

El talud cortado en la ladera (Figura 15.2) fue estabilizado inicialmente mediante concreto proyectado, provisto de barbacanas y anclajes pasivos cortos, bajo la hipótesis de que sería suficiente sostener los bloques superficiales de las lutitas, comprendidos entre los diferentes planos de las diaclasas, para asegurar la estabilidad del estribo.



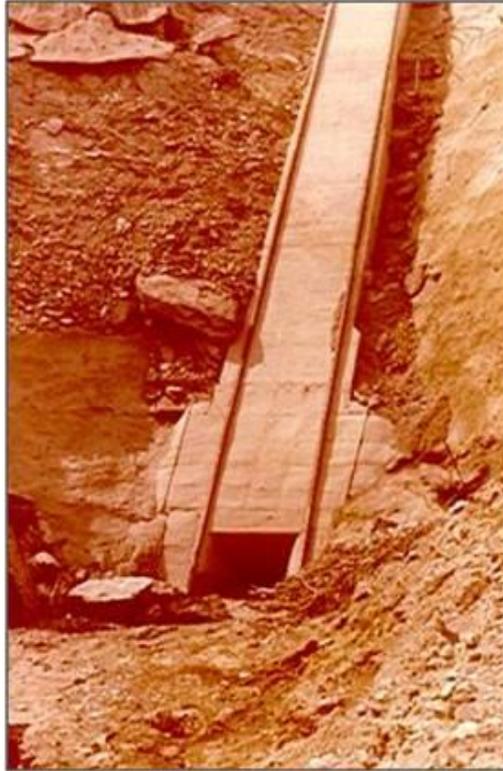
**Figura 15.2.-** Talud excavado en la zona del portal de entrada del túnel, antes de la construcción de la de la pantalla anclada y de la estructura inclinada para el acceso a la cámara de compuertas. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En 1978, menos de un año después de la puesta en servicio del embalse, se produjo la falla de las obras de estabilización del talud situadas a la izquierda de la estructura de toma, después de un descenso rápido del nivel del agua en el embalse, al operar la descarga de fondo, Figura 15.3.

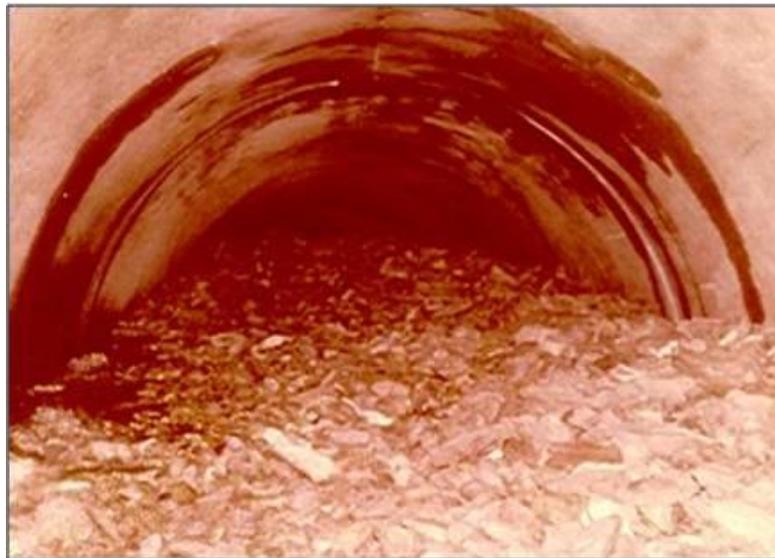
Una gran masa, formada por fragmentos de roca y suelos cayó en la entrada del túnel y fue arrastrada por el flujo, llenando su sección hasta más arriba de la mitad de la altura, en toda su longitud, Figura 15.4. El deslizamiento terminó por obstruir completamente la entrada del túnel, cubriéndola con un espesor de escombros de aproximadamente 10 metros.

Las causas que se combinaron para originar el deslizamiento fueron:

- El intenso fracturamiento del macizo de la ladera.
- La restricción al drenaje del agua freática, que después de un descenso rápido del nivel del embalse solo podía liberar la presión actuante detrás de la pantalla de concreto, a través de barbacanas de pequeño diámetro y eficiencia dudosa.
- El uso de anclajes pasivos cortos.



**Figura 15.3.-** Derrumbe del talud, después de despejada la entrada del túnel y vaciado el embalse. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 15.4.-** Escombros arrastrados por el flujo, llenando parcialmente el túnel. (Cortesía de VINCCLER).

Las autoridades del MARNR, propietario de la obra, contrataron una empresa de buzos, que comenzó a extraer el material depositado en la entrada del túnel, utilizando una aspiradora subacuática, con la que succionaban los suelos que rodeaban los bloques de roca caídos, para posteriormente, una vez desenterrados, retirarlos del sitio. Esta forma de trabajo demostró ser sumamente lenta y costosa, ya que los rendimientos eran muy bajos.

Para garantizar la seguridad de los buzos ante un eventual destape súbito del túnel, se decidió cerrar las compuertas existentes en su entrada. Los buzos trabajaron durante varios meses succionando el material sin lograr avances importantes.

A principios de 1979 tomaron posesión en el MARNR nuevas autoridades, las cuales decidieron retirar los buzos y abrir totalmente las compuertas. Al principio nada ocurrió, pensándose que la operación había fracasado. Aproximadamente cuatro horas después de abrir las compuertas, el túnel se destapó súbitamente y comenzó a funcionar a sección completa, descargando un flujo de gran energía.

La explicación del proceso de destape del túnel es la siguiente: la carga de agua en el embalse, sobre la entrada del túnel, había alcanzado unos 30 metros aproximadamente. Al abrir las compuertas comenzó el flujo del agua a través del medio poroso constituido por los escombros, en dirección hacia la mitad superior del túnel que se encontraba despejada inmediatamente aguas abajo de las compuertas. Los escombros, por estar compuestos por fragmentos granulares gruesos y bloques de roca, tenían una permeabilidad elevada. El recorrido de las filtraciones a través de la masa de escombros era relativamente corto, estimándose en unos 20 metros aproximadamente, por lo que el gradiente hidráulico que se desarrolló superó el valor de 1, considerado como crítico en este tipo de materiales no cohesivos, para que se produzca el arrastre de las partículas en la zona donde emergen las líneas de flujo de las filtraciones. Se inició así un proceso de erosión regresiva o tubificación que terminó por comunicar el embalse con la parte superior del túnel aguas abajo de las compuertas, produciéndose entonces un flujo de alta energía que arrastró los escombros y despejó totalmente el túnel.

El embalse fue vaciado, se inspeccionó la estructura inclinada, la entrada del túnel y las compuertas, observándose que se encontraban en buen estado, Figura 15.3.

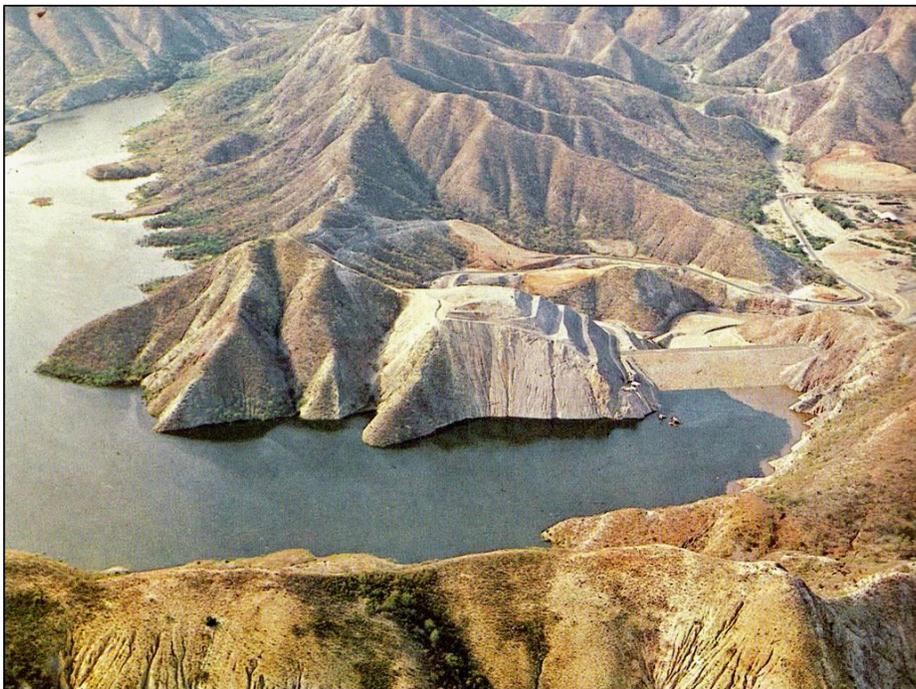
El talud de la ladera, a ambos lados de la estructura de acceso a la cámara de compuertas fue excavado, eliminando todo el material suelto y la roca intensamente fragmentada. Se construyó un muro de concreto proyectado, armado en ambas caras y fijado al macizo con anclajes profundos, tensados, Figura 15.5. Entre cada cuatro anclajes se dejó una ventana de drenaje, con el acero de refuerzo de la pantalla pasando a través de la abertura para retener los fragmentos que pudieran desprenderse, y para permitir la libre salida del agua del macizo al producirse un descenso rápido del nivel del embalse. Esta solución de drenaje, empleada por primera vez en Venezuela en este caso, demostró ser muy efectiva, por lo que posteriormente fue utilizada en otros proyectos, obteniéndose resultados satisfactorios.

El embalse fue puesto nuevamente en servicio a mediados de 1980 y ha operado sin inconvenientes hasta el presente.



**Figura 15.5.-** Trabajos de estabilización del talud terminados, antes de proceder al llenado del embalse. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La Figura 15.6 muestra una vista de conjunto del embalse en operación.



**Figura 15.6.-** Embalse en operación, una vez subsanados los inconvenientes. (Cortesía del MARNR).

### REFERENCIAS

- 1.- MOP – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Obras de Embalse Atarigua, Estado Lara. Proyecto del Túnel de Desvío y Toma.  
Caracas, Agosto 1973.
- 2.- MOP – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Obras de Embalse Atarigua, Estado Lara – Memoria Técnica.  
Caracas, Noviembre 1973.
- 3.- MOP - Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Visita de Inspección Efectuada a las Presas Los Quediches y Atarigua, Edo.  
Lara.  
MARNR, Caracas, Junio 1980.
- 5.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Visita de Inspección Efectuada a la Presa Atarigua, Edo. Lara.  
MARNR, Caracas, Agosto 1980.
- 6.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.



## CAPÍTULO 16 – EMBALSE EL CUJÍ

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre la Quebrada Taquima, al Noroeste de Onoto, Estado Anzoátegui.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable a la población de Onoto, control de crecientes y riego.
<b>Embalse:</b>	Area de la cuenca: 174 km <sup>2</sup> . Nivel de aguas normales: 32,00 msnm. Capacidad: 49,07x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> . Área inundada: 1.258 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura: 16 m. Ancho de la cresta: 6 m. Longitud de la cresta: 510 m. Cota de la cresta: 34,00 msnm.
<b>Aliviadero Original:</b>	Tipo: Frontal recto, de descarga libre, con dissipador de energía de resalto hidráulico. Ubicación: En el estribo izquierdo de la presa. Longitud de cresta: 8 m. Creciente de diseño: Centenaria. Caudal de diseño: 14 m <sup>3</sup> /s. Cota de la cresta: 32,00 msnm. Longitud total: 275 m.
<b>Toma:</b>	Tipo: Cajón de rejas sumergido y conducto enterrado bajo la presa. Ubicación: Contacto de la presa con el estribo derecho. Diámetro del conducto: 0,91 m. Controles: Una válvula mariposa de emergencia, seguida de una válvula de compuerta de regulación, ambas en el extremo aguas abajo del conducto y de su mismo diámetro. Disipador de energía: Tipo impacto. Caudal máximo: 3,67 m <sup>3</sup> /s.

### Cronología y Problemas en las Obras.

El Embalse El Cují fue construido entre los años 1978 y 1980. Poco tiempo después de su puesta en servicio se produjeron algunos problemas importantes que hicieron necesaria la ejecución de obras de emergencia. Dichos problemas fueron:

- Deslizamiento en el contacto del talud aguas abajo de la presa con el estribo derecho.

- Erosión regresiva en el canal de descarga de la toma.
- Colapso de la parte final del rápido y del dissipador de energía del aliviadero.

**Deslizamiento en el Contacto del Talud Aguas Abajo de la Presa con el Estribo Derecho.**

La Presa El Cují es de sección homogénea, con una altura máxima de 16 m. Está constituida por arcilla areno-limosa, de baja plasticidad. La pendiente del talud aguas arriba es igual a 3:1, y la del talud aguas abajo 2,5:1. El talud aguas arriba está protegido de la erosión mediante una capa de arena-asfalto colocada en frío (Figura 16.1). La protección del talud aguas abajo consiste en tierra vegetal y grama. La presa tiene un dren convencional tipo “L” en el espaldón de aguas abajo, para la intercepción y descarga de las filtraciones.



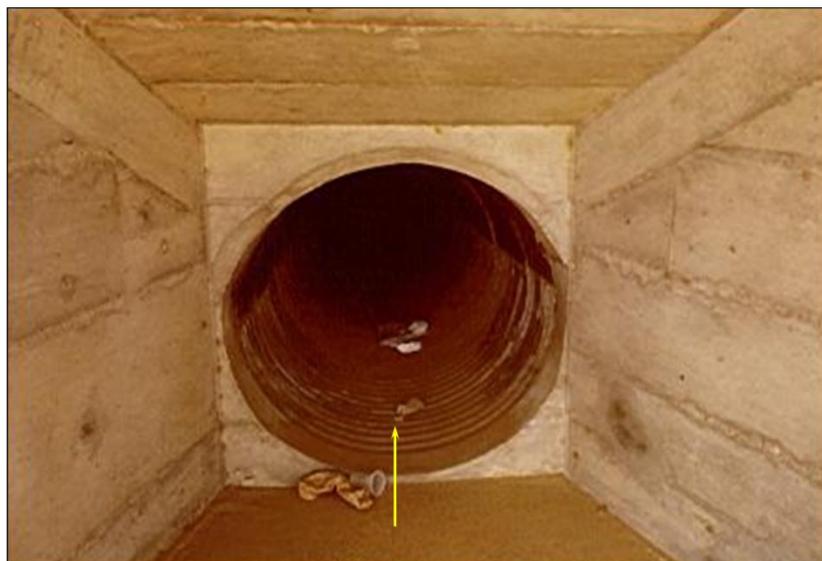
**Figura 16.1.-** Vista aérea del conjunto durante el primer llenado del embalse.  
(Cortesía del MARNR).

La toma está ubicada en el contacto del terraplén de la presa con el estribo derecho y consiste en un cajón de rejas en el fondo del embalse para la captación del agua, un conducto enterrado bajo la presa, dos válvulas en el extremo aguas abajo del conducto, para el control del flujo y un dissipador de energía tipo impacto del USBR.

Como conducto enterrado bajo la presa se utilizó una tubería de acero corrugado, galvanizado, del tipo comúnmente utilizado en las alcantarillas del drenaje vial. La tubería tiene 91 cm de diámetro interno y fue revestida exteriormente con concreto, Figuras 16.2 y 16.3.



**Figura 16.2.-** Construcción del conducto de toma, formado por una tubería de acero galvanizado, corrugado, revestida exteriormente en concreto. (Cortesía del MARNR).

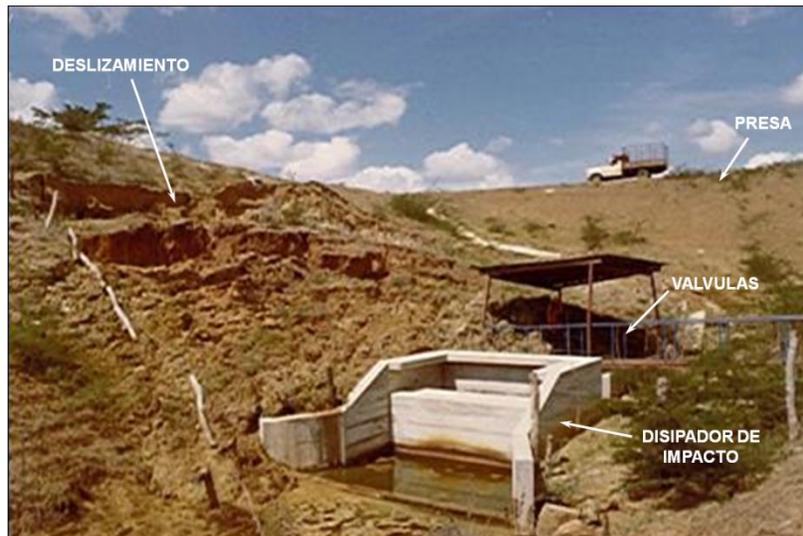


**Figura 16.3.-** Vista hacia aguas abajo, desde el cajón de rejas de la entrada de la toma. Obsérvese la tubería corrugada de acero galvanizado. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En diciembre de 1980 se produjo un deslizamiento en el contacto del talud aguas abajo de la presa con el estribo derecho, en el área adyacente a las válvulas de la toma. En la base del deslizamiento se observaba un pequeño manantial, Figuras 16.4 y 16.5.



**Figura 16.4.-** Vista aérea del deslizamiento en el contacto de la presa con el estribo derecho (Diciembre de 1980). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 16.5.-** Detalle del deslizamiento que enterró parcialmente las válvulas de la toma. En primer plano: el dissipador de energía tipo impacto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Como resultado de las investigaciones efectuadas se llegó a la conclusión siguiente: La tubería de acero corrugado utilizada en la construcción de la toma, está formada por planchas galvanizadas unidas por medio de tornillos y tuercas, lo que hace que no sea impermeable, ya que al funcionar a presión, puede presentar fugas de agua a través de las uniones entre las planchas. Estas tuberías son fabricadas para ser utilizadas en obras de drenaje, donde su funcionamiento es como canal, con superficie libre. Tal como se

indica más arriba, las válvulas para el control del caudal están instaladas en el extremo aguas abajo del conducto de toma, por lo que al estar cerradas se produce dentro del mismo una presión hidrostática igual a la carga hidráulica del embalse.

Al tener lugar el primer llenado del embalse, el agua a presión dentro del conducto, comenzó a fugarse a través de las juntas entre las planchas de acero, produciendo una presión expansiva en el revestimiento exterior de concreto, que lo agrietó. El agua comenzó a saturar el terraplén de la presa y el estribo derecho, hasta que la presión de poro creciente originó el deslizamiento.

Los trabajos necesarios para corregir este primer problema consistieron en excavar parte del espaldón aguas abajo de la presa y del estribo, captar las filtraciones lo más aguas arriba que fue posible y conducir las hacia el exterior. Para evitar la saturación del espaldón de la presa y el estribo derecho, los últimos 20 m del conducto de toma fueron rodeados con un dren envolvente de arena, de manera de interceptar y descargar cualquier fuga de la tubería en este tramo. En el extremo aguas arriba del dren envolvente se construyó un dren pantalla de arena, cuya finalidad es interceptar cualquier filtración proveniente del tramo del conducto situado aguas arriba. El dren pantalla se prolongó por el estribo derecho, de manera de captar y descargar cualquier otro flujo que pudiera existir en esta zona.

Las salidas de los drenes llegan zanjadas rellenas con grava gruesa y piedra picada, dentro de las cuales se instalaron tuberías perforadas de concreto, de 20 cm de diámetro, que descargan las filtraciones al canal de salida, aguas abajo del dissipador de energía de la toma.

### **Erosión Regresiva en el Canal de Descarga de la Toma.**

Aguas abajo de las válvulas para el control del caudal, la tubería de la toma termina en un dissipador de energía tipo impacto. De este dissipador sale un canal en tierra que conduce el flujo al cauce de la Quebrada Taquima, aguas abajo de la presa, Figuras 16.4 y 16.5.

Los suelos predominantes en la zona son principalmente arenas finas, limosas, con muy baja resistencia a la erosión. Estos materiales pueden ser arrastrados fácilmente por el agua, incluso con velocidades moderadas. Entre el fondo del dissipador de energía de la toma y el cauce de la Quebrada Taquima existía un desnivel de 5,37 metros, lo que le proporcionaba al canal de restitución, excavado en tierra, una pendiente igual al 1,9%. Esta pendiente y las velocidades del flujo que ella originaba, eran excesivas para el tipo de suelo en el que se excavó el canal.

Cuando se produjo el deslizamiento del talud aguas abajo de la presa y del estribo derecho, a causa de las filtraciones en la toma, como primera medida de seguridad fue necesario proceder a bajar el nivel del embalse, abriendo totalmente las válvulas de la toma. Como consecuencia, se inició un intenso proceso de erosión regresiva que iba destruyendo el canal de salida, avanzando rápidamente en dirección al dissipador de energía, al cual amenazaba con alcanzar y destruir por socavación, Figura 16.6.



**Figura 16.6.-** Vista aérea de la erosión regresiva en el canal de salida de la toma. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Para evitar la destrucción del disipador de energía fue necesario suspender el vaciado del embalse, cerrando las válvulas, y construir una caída en el canal de restitución.

La caída está formada por una tubería enterrada, de acero soldado, de 0,75 m de diámetro. La entrada a la caída consiste en un canal trapecial revestido en concreto armado, al que sigue una tanquilla en la que comienza la tubería que vence el desnivel de 5,37 metros. En el extremo aguas abajo de la tubería se construyó un disipador de impacto similar al existente en la salida del conducto de la toma, Figura 16.7.

#### **Colapso del Rápido y del Disipador de Energía del Aliviadero.**

El aliviadero inicialmente proyectado estaba ubicado en el contacto de la presa con el estribo derecho. Durante las excavaciones para la construcción de la presa se observó que las condiciones de fundación del aliviadero en esta zona no eran adecuadas, ya que el material existente en este sitio era poco consistente y con cierto grado de permeabilidad, por lo que fue necesario recubrir la ladera aguas arriba del estribo con una berma de material impermeable. Por estas razones se decidió hacer un nuevo proyecto del aliviadero, ubicándolo en el estribo izquierdo, a unos 50 m de la presa.

El cambio de ubicación del aliviadero fue muy acertado, ya que la pobre calidad del estribo derecho pudo ser constatada posteriormente, cuando en diciembre de 1980 se produjo en este sitio el deslizamiento antes descrito, por lo que de haberse construido el aliviadero en el emplazamiento inicial, habría quedado destruido, Figura 16.4.



**Figura 16.7.-** Tubería de la caída y segundo dissipador de impacto en proceso de construcción, en el canal de salida de la toma.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

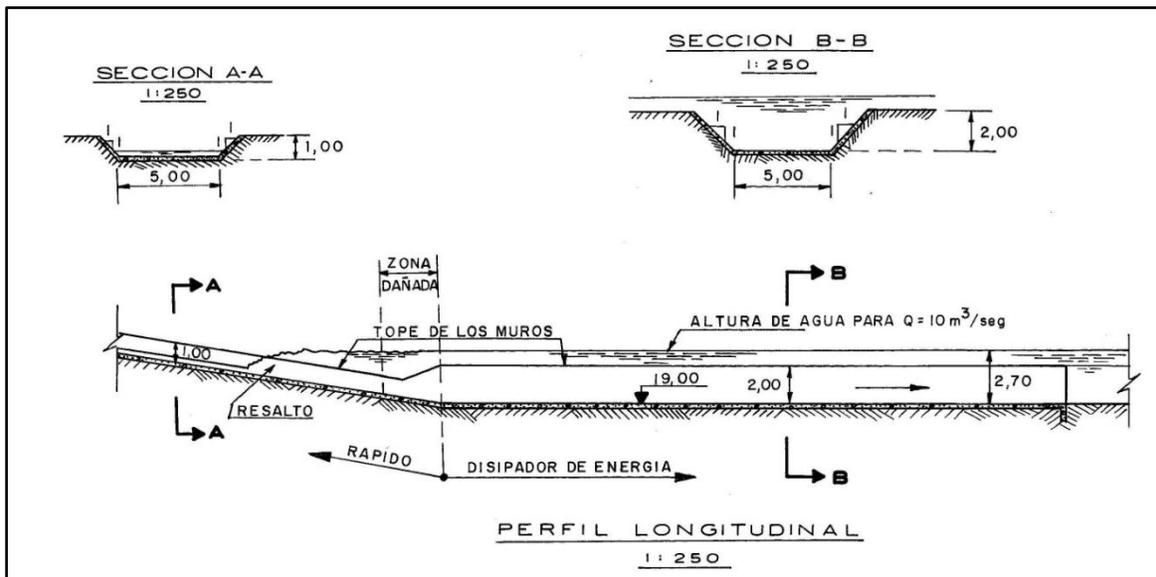
Para adaptar el trazado del aliviadero a la topografía del nuevo emplazamiento seleccionado, el rápido fue diseñado con una curva de  $71^\circ$  en planta. El canal de concreto del aliviadero comenzaba en sección rectangular, con 8 m de ancho, en la zona del vertedero. Aguas abajo pasaba, mediante una transición tipo cuña, a sección trapezoidal, con 5 m de ancho en la base y taludes 1:1, Figura 16.8. Al alcanzar la planicie aguas abajo de la presa, el rápido en sección trapezoidal disminuía de pendiente y terminaba en un canal prácticamente horizontal, a modo de dissipador de energía para alojar el resalto hidráulico.



**Figura 16.8.-** Vista aérea del aliviadero inicial.  
(Cortesía del MARNR).

La protección de concreto de la margen izquierda del canal, en la zona de la curva de 71°, fue sobreelevada y el fondo del canal fue peraltado para adecuar esta parte del rápido a la forma que adoptaría el flujo en la curva con el caudal de diseño de 14 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al pico de la creciente de 100 años de período de retorno, transitada por el embalse.

Al entrar en operación el aliviadero ocurrieron daños al final del rápido y comienzo del dissipador de energía. Estos daños se debieron a que el resalto hidráulico que se formó en el dissipador desbordó los taludes revestidos en concreto. Los daños más importantes se produjeron en la intersección del rápido con el canal horizontal del dissipador, donde el flujo socavó la estructura y produjo su colapso, Figura 16.9.



**Figura 16.9.-** Esquema del desbordamiento del dissipador de energía del aliviadero.

Como resultado de los cálculos efectuados durante las investigaciones de este evento, se pudo comprobar que el caudal máximo descargado por el aliviadero fue igual a 10 m<sup>3</sup>/s. Para ese caudal la profundidad del flujo en el cauce de la Quebrada Taquima, aguas abajo del dissipador de energía, fue estimada en 2,70 m, lo que explica el desbordamiento del dissipador, ya que la altura de sus losas laterales de concreto era de tan solo 2 m. El resalto hidráulico se desplazó aguas arriba, hasta la intersección del rápido con el dissipador, por el efecto de ahogamiento ejercido por la Quebrada Taquima (Figura 16.9).

La memoria del proyecto establece que el caudal de diseño del aliviadero era igual a 14 m<sup>3</sup>/s, correspondiente a una creciente con un período de retorno de 100 años.

Cuando se procedió a demoler el concreto en la zona afectada por el desbordamiento, para hacer las reparaciones necesarias y aumentar las alturas de las protecciones laterales del canal, se descubrió una caverna bajo el rápido, la cual tenía un ancho de 3 a 4,8 m, una altura de 1,2 a 2,8 m, una longitud de 50 m aproximadamente, extendiéndose

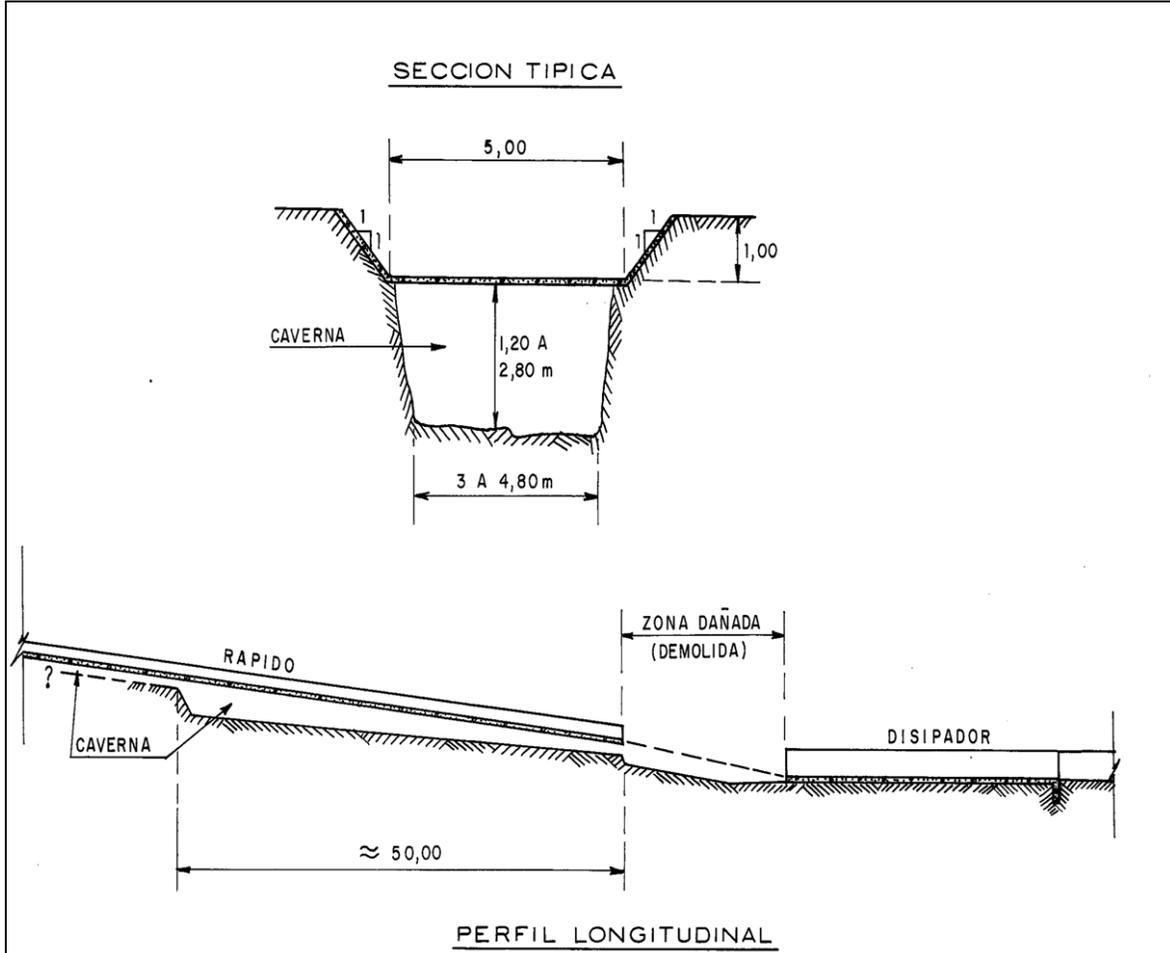
a lo largo del rápido por debajo de su losa de fondo en dirección a la entrada del aliviadero. La losa de fondo y las losas de los taludes situadas aguas arriba de la zona de daños en la intersección del rápido con el dissipador, estaban intactas, Figuras 16.10, 16.11 y 16.12.



**Figura 16.10.-** Caverna bajo el rápido del aliviadero.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 16.11.-** Vista hacia aguas arriba de la caverna formada bajo el rápido. En la parte superior se ve la losa de fondo del canal. Los tubos de subdrenaje están tirados en el piso de la caverna.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 16.12.-** Esquema de la caverna formada por erosión regresiva bajo el rápido del aliviadero.

La caverna fue originada por un proceso de tubificación en torno al sistema de subdrenaje del aliviadero, consistente en un único dren longitudinal, ubicado bajo la losa de fondo del canal, en su centro. El dren estaba formado por una tubería perforada de concreto, de 20 cm de diámetro, colocada en una zanja rellena con piedra picada. Esta tubería descargaba al canal del aliviadero, mediante una serie de conductos transversales que desembocaban en la parte inferior de los taludes del rápido, a través del revestimiento de concreto.

El proceso de tubificación, o erosión regresiva, pudo ser constatado al inspeccionar la caverna bajo el rápido, ya que en su extremo de aguas arriba se veía que dicha caverna continuaba en dirección hacia la entrada del aliviadero, pero con dimensiones mucho menores, en torno al dren longitudinal, hasta una distancia que no fue posible medir por lo inaccesible de este tramo, Figura 16.13.



Figura 16.13.- La caverna bajo la losa del rápido del aliviadero continuaba en dirección hacia aguas arriba, en torno a la tubería longitudinal de subdrenaje. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El material que constituye la fundación del aliviadero es una arenisca mal cementada que se meteoriza y desintegra fácilmente, dando origen a suelos residuales areno-limosos, con muy baja resistencia a la erosión.

El mecanismo mediante el cual se produjo la caverna podría explicarse de la manera siguiente:

- Al sobreelevarse el flujo en la parte exterior de la curva peraltada del rápido, se introdujo a presión por los orificios laterales de descarga del sistema de subdrenaje (barbacanas), los cuales se encontraban casi a nivel del fondo del canal. El agua entró en forma excesiva al subdrenaje longitudinal existente bajo la losa de fondo del rápido, copando su capacidad.
- Cuando debido al desbordamiento de los muros, ocurrió el colapso por erosión de la parte final del rápido (tal como se indicó anteriormente), el dren longitudinal fue cortado por el socavón, y como éste era su punto más bajo, se produjo allí la descarga del caudal que le entraba a través de las barbacanas, desde agua arriba. De esta forma comenzó en este sitio el arrastre del material en torno al dren, originando la erosión regresiva que se propagó bajo la losa de fondo del rápido en dirección a la entrada del aliviadero, formando la caverna.

Para solucionar este tercer problema, se elaboró un nuevo proyecto en el cual se conservó únicamente el tramo correspondiente al vertedero del aliviadero anterior y su mismo trazado en planta. Considerando que, a causa de las ondas que se forman en el flujo, difíciles de evaluar por métodos analíticos, la sección trapecial no es la más

recomendable cuando, como en este caso, se tiene un régimen supercrítico y un trazado en curva, se decidió construir el nuevo aliviadero con sección rectangular (Figura 16.14), por lo que todo tramo del rápido en sección trapecial fue demolido.

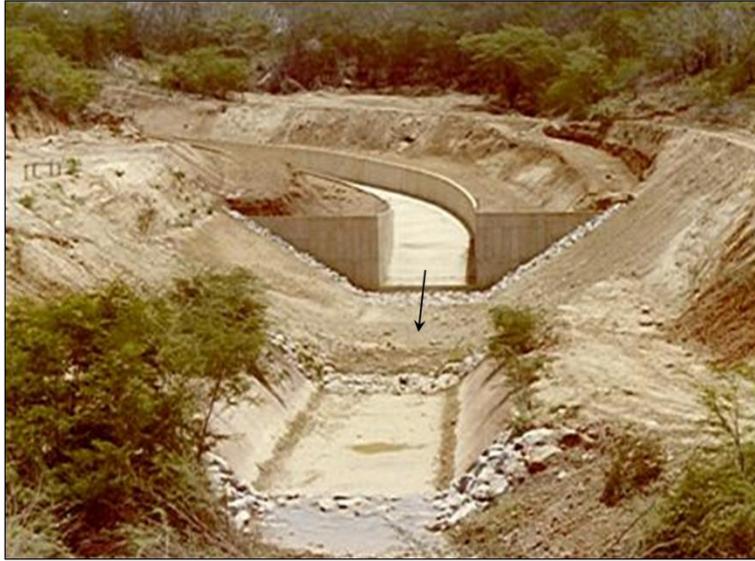


**Figura 16.14.-** Vista hacia aguas abajo del nuevo aliviadero construido con sección rectangular. Obsérvese el peralte del fondo. Al final del rápido se ve el dissipador de energía, tipo USBR III. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Se efectuó un nuevo estudio hidrológico, del cual se obtuvo un caudal de diseño igual a  $23 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiente al pico de la creciente milenaria, transitada por el embalse. En el extremo aguas abajo del rápido se construyó un dissipador de energía tipo USBR III, Figuras 16.14 y 16.15.

En base a las experiencias obtenidas del comportamiento del aliviadero anterior, se incluyeron en el nuevo proyecto los siguientes cambios:

- Se diseñó un fondo peraltado en el rápido, calculado para adaptarse a las condiciones hidráulicas del flujo con el nuevo caudal de diseño, correspondiente a la creciente milenaria.
- Se dotó al aliviadero de un adecuado borde libre, en el rápido, en la curva, y en el dissipador de energía, para contener las ondas superficiales del flujo y garantizar que éste no desborde los muros, en vista de la mínima resistencia a la erosión de los suelos adyacentes.
- Debido al elevado potencial de erosión de los suelos de la zona se descartó la utilización de subdrenajes para el control de la subpresión en el canal. Para compensar el efecto de la subpresión se utilizó el peso propio de la estructura, incluyendo sendas prolongaciones laterales de la losa de fondo del canal, de manera de contar también con los pesos de los rellenos colocados detrás de los muros.



**Figura 16.15.-** Vista hacia aguas arriba del nuevo aliviadero terminado.  
En primer plano están los restos del dissipador del aliviadero anterior.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Se utilizaron solamente dos juntas transversales de dilatación en todo el aliviadero, una aguas abajo del vertedero, en la unión de la estructura anterior con la nueva, y la otra en la unión entre el rápido y el dissipador de energía. Entre estas dos juntas existe una separación de 63,05 m.

El propósito de utilizar un número mínimo de juntas es evitar al máximo la entrada de agua bajo las losas del canal. La experiencia con este y otros casos ha demostrado que las juntas de dilatación son, en general, una frecuente causa de problemas en las obras hidráulicas.

- Para evitar la entrada de agua en las juntas, se instalaron en ellas tres elementos de impermeabilización: relleno asfáltico, sello de acero y sello de PVC.

Después de la construcción de todas las obras indicadas no se han vuelto a presentar inconvenientes y el embalse ha operado satisfactoriamente.

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse El Cují, Quebrada Taquima, Edo. Anzoátegui. Visita Efectuada el 30/01/1971.  
MARNR, Caracas, Enero 1971.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Embalse El Cují, Edo. Anzoátegui, Proyecto de Reparaciones de la Toma y del Deslizamiento del Estribo Derecho. Proyecto de Una Caída en el Canal de Descarga de la Toma.  
MARNR, Caracas, Marzo 1981.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Embalse El Cují, Edo. Anzoátegui, Revisión del Comportamiento del Aliviadero Existente. Proyecto de Modificaciones al Aliviadero.  
MARNR, Caracas, Abril 1983.

## **CAPÍTULO 17 – EMBALSE ING. PEDRO PALACIOS HERRERA (CANOABO)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Canoabo, en el Estado Carabobo, aproximadamente unos 27 km al Suroeste de la ciudad de Morón.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable de Morón, la Petroquímica, Puerto Cabello y zonas industriales.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 277,00 msnm. Capacidad a nivel normal: $64,3 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada a nivel normal: 534 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De enrocado, con pantalla de concreto en el talud aguas arriba (CFRD). Altura: 55 m. Cota de la cresta: 282,00 msnm. Longitud de la cresta: 333 m. Ancho de la cresta: 7 m. Pendiente de ambos taludes: 1,5:1.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal rectangular, con vertedero de descarga libre. Ubicación: Sobre la parte central de la presa. Longitud de cresta: 10 m. Cota de cresta: 277,00 msnm. Caudal máximo: $130 \text{ m}^3/\text{s}$ . Estructura terminal: Lanzador de fondo circular.
<b>Toma:</b>	Tipo: Torre-toma circular de concreto armado y túnel. Ubicación: Estribo derecho. Altura de la torre-toma: 51m. Número de compuertas en la torre: 5, más la descarga de fondo. Longitud del túnel: 247 m. Diámetro del túnel: 3,50m (herradura).

### **Cronología y Problemas en la Presa.**

La construcción de las obras se inició en 1976 y concluyó en 1980. Desde la puesta en servicio del embalse se ha venido observando que la presa no retiene el volumen de agua previsto en el proyecto, siendo el almacenamiento muy pequeño en comparación con la capacidad del embalse, Figura 17.1.

En 1995 fueron investigadas las siguientes posibles causas del deficiente comportamiento del embalse:

- Las filtraciones que tienen lugar a través de las numerosas juntas de dilatación de la losa de concreto construida en el talud aguas arriba de la presa, las cuales fluyen a través del pedraplén y afloran en la parte inferior del talud aguas abajo del mismo.
- Eventuales filtraciones que podrían existir a través de los estribos y del valle, en torno a la presa.
- Posibles fugas de agua a través de cavernas o grietas (formaciones kársticas) en alguna zona del fondo o de las laderas del embalse.
- Sobreestimación, en la etapa de proyecto, del rendimiento hidrológico de la cuenca.
- La combinación de algunas o todas las posibles causas anteriores.



**Figura 17.1.-** Pantalla de concreto sobre el talud aguas arriba de la presa. Vista de las numerosas juntas de dilatación por las que se fuga el agua del embalse. Obsérvese la marca dejada por el nivel máximo alcanzado por el embalse. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Se realizó un reconocimiento geológico-geotécnico del sitio de presa, túnel, estribos y vaso de almacenamiento, con la finalidad de detectar la existencia de formaciones kársticas por donde pudiera estarse fugando el agua embalsada. El resultado de dicho

reconocimiento fue que no existen condiciones geológicas en los lugares antes mencionados para originar fugas en detrimento del almacenamiento.

Se hizo un nuevo estudio hidrológico (1995) de la cuenca del río Canoabo, con el propósito de determinar el rendimiento de la misma. Es importante destacar que el nuevo estudio se basó en 31 años de registros (1963-1993), mientras que para la elaboración del proyecto (1973) se dispuso de tan solo 8 años de información. El caudal medio anual del Río Canoabo en el sitio de presa resultó ser igual a 505,4 lps. En el proyecto de la obra, efectuado en 1973, el caudal medio determinado era igual a 960 lps, por lo que el nuevo caudal representa aproximadamente el 53% del anterior. Este resultado vino a confirmar lo observado en el embalse desde su puesta en servicio: que éste nunca se llena y se mantiene siempre a una cota inferior al nivel de aguas normales.

Con los datos proporcionados por el nuevo estudio hidrológico se procedió a simular el comportamiento del embalse mediante la corrida de movimientos de embalse para diferentes caudales regulados. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- Con las obras tal como fueron construidas y para un caudal extraído igual al caudal medio del río, el embalse nunca llega a aliviar. Se confirma lo que se ha venido observando desde la puesta en servicio de la presa.
- Con un nivel de aguas normales 8 metros por debajo del actual, no se producirían alivios en el embalse. Esta conclusión indica que la presa se podría haber construido con aproximadamente 8 m menos de altura, para cumplir las mismas funciones.

Otro aspecto que afecta el almacenamiento en el embalse es el comportamiento de las juntas de dilatación en la pantalla de concreto armado construida sobre el talud aguas arriba de la presa y que constituye su único elemento impermeable. Esta pantalla inclinada, con una pendiente 1,5:1, tiene un espesor de 30 cm en la cresta, que va aumentando gradualmente con la profundidad, hasta alcanzar 50 cm a nivel del cauce del río. La losa de concreto está provista de juntas verticales, horizontales e inclinadas que la dividen en un conjunto de paños independientes, articulados entre sí, ya que el acero de refuerzo se interrumpe en cada junta, Figura 17.2.

La pantalla se apoya en todo su perímetro (excepto en la cresta) en un bloque de concreto (plinto) anclado a la roca de fundación. A través de este bloque se construyó la cortina de inyecciones de cemento a presión, para la impermeabilización de las fisuras de la roca. La losa está ligada al bloque de anclaje mediante una junta perimetral de dilatación.

Las juntas entre los diferentes paños de la losa están provistas en el centro de su espesor de un sello de goma de 9" con bulbo central de gran deformación. La abertura de las juntas es de 2,5 cm y están rellenas con neoprene, goma dura o cartón alquitranado. En los 5 cm exteriores de las juntas se colocó un relleno asfáltico como sellador. Este relleno, en la mayor parte de las juntas inspeccionadas, estaba endurecido, rígido y había perdido su elasticidad, encontrándose adherido a uno de los labios de las mismas y desprendido del otro, dejando así un espacio abierto por el que se introducía el agua del embalse, Figura 17.2. El concreto visible de la losa estaba en buen estado.



**Figura 17.2.-** Detalle de una junta de la losa, con el relleno asfáltico endurecido, sin elasticidad y separado del concreto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En el talud aguas abajo de la presa, a nivel del cauce del río, se observaba un flujo continuo de filtraciones, aflorando a través del enrocado, Figura 17.3.



**Figura 17.3.-** Filtraciones aflorando en el talud aguas abajo de la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El día 2/9/1995 se realizó un aforo de dichas filtraciones, obteniéndose un caudal de 43 lps. Simultáneamente se efectuó otro aforo en el Río Canoabo, inmediatamente aguas arriba del embalse, obteniéndose un caudal igual a 190 lps. Es decir, se estaba filtrando aproximadamente el 23% del caudal que el río aportaba al embalse.

### **Soluciones Planteadas.**

La causa principal del bajo rendimiento del Embalse Canoabo es la producción hídrica de la cuenca, la cual es inferior a la determinada en el proyecto de la obra. El embalse está sobredimensionado. Para aprovechar el excedente de almacenamiento disponible se ha construido en la cuenca vecina del Río Temerla, una presa de derivación, una estación de bombeo y una tubería de acero, para trasvasar hacia Canoabo el caudal captado en dicho río.

La segunda causa, en orden de importancia, de que el embalse no se llene, son las filtraciones que tienen lugar a través de las juntas de dilatación de la losa de concreto y del pedraplén de la presa.

Para corregir este problema el MARNR contrató en 1995 la elaboración de un proyecto, el cual indicó la necesidad de remover el material asfáltico rigidizado existente en los últimos 5 cm de espesor de las juntas de la losa de concreto, limpiar las superficies de dichas juntas y rellenar las aberturas con un sellador elástico permanente.

Cabe destacar que la reducción de las fugas a través de la losa de concreto de la presa adquirió una gran importancia, debido a la próxima incorporación de los aportes bombeados desde la cuenca del Río Temerla, ya que no tendría sentido incurrir en el gasto energético que implica el bombeo de dichos aportes, para que una vez almacenados en el embalse, parte de ellos se perdiera por filtraciones. Además, si no se hacían los trabajos de corrección de fugas, al llenarse el embalse mediante el trasvase, las filtraciones aumentarían considerablemente, ya que se tendría entonces una carga hidráulica mayor y una superficie de la losa más extensa, sometida a fugas de agua a través de sus juntas.

Hasta finales del año 2000 los trabajos proyectados de corrección de fugas no habían sido efectuados, por lo que ante la entrada en servicio del trasvase, prevista para finales del año 2001, resultaba imperativo iniciar las obras correctivas a principios de dicho año.

El programa de trabajo adoptado fue el siguiente:

- A principios del año 2001 se procedió a bajar el nivel del embalse, de manera controlada, preservando en el mismo un almacenamiento suficiente para abastecer la demanda hasta el mes de abril, cuando según los registros históricos de los niveles, estos comienzan a subir a causa del inicio de la estación lluviosa.
- A medida que el nivel del embalse bajaba se efectuaban los trabajos de limpieza y sellado de las juntas visibles de la losa de concreto, Figura 17.4.



**Figura 17.4.-** Vista de una de las juntas impermeabilizadas con sellador elástico (5/2001). En la parte superior de la foto se ve la berma colocada en la parte inferior de la losa de concreto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Una vez alcanzada la cota mínima de seguridad del embalse para abastecer la demanda hasta el inicio estimado de la época de lluvias, se suspendió el vaciado y se procedió a construir una berma con material empujado desde ambas márgenes de la presa, utilizando un suelo areno - arcilloso, para recubrir la parte inferior de la losa de concreto, con la finalidad de reducir las fugas de agua en esta parte de la misma, en la que resultaba imposible utilizar el método de sellado convencional, antes indicado. El material de la berma sería arrastrado por el flujo de las filtraciones, introduciéndolo en las juntas de la losa de concreto, para ser retenido por el enrocado de transición en el que se apoya la misma, de manera de producir así un auto sellado. Este material no fue compactado ya que fue colocado bajo el nivel del agua, Figura 17.5.
- Lamentablemente, como sucede a veces con los fenómenos naturales, a pesar de la previsiones tomadas para garantizar el abastecimiento de agua desde este embalse, la época de verano del año 2001 se extendió bastante más allá del mes de abril, desviándose en forma atípica de los registros históricos, lo que ocasionó que el almacenamiento previsto se agotara totalmente, dando origen a una situación de crisis en el abastecimiento que fue ampliamente reseñada por los medios de comunicación, Figuras 17.5 y 17.6.

Una vez recuperado el almacenamiento y superada la crisis, el embalse ha venido operando normalmente. La berma de tierra colocada sobre la parte inferior de la losa de concreto se encuentra sumergida y el caudal de las filtraciones se ha reducido considerablemente.



**Figura 17.5.-** Vista de la berma colocada bajo agua sobre la losa de concreto de la presa, después del vaciado total del embalse (5/2001).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 17.6.-** Vista desde la cresta de la presa del embalse vacío (5/2001).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### REFERENCIAS

- 1.- Consultas y Proyectos, S.A.  
Especificaciones Para la Construcción de la Presa Canoabo.  
INOS, Caracas, Abril 1973.
- 2.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Trabajos Requeridos Para la Reparación de Fugas de la Presa Canoabo, Río  
Canoabo, Edo. Carabobo.  
MARNR, Caracas, Noviembre 1995.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Embalse Canoabo, Río Canoabo, Edo. Carabobo.  
Visita de Inspección Efectuada el 26/05/2001.  
MARN, Caracas, Mayo 2001.

## **CAPÍTULO 18 – EMBALSE ING. OSCAR OVALLES (VISTA ALEGRE)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Unare, 10,5 km al Suroeste de El Chaparro, y a 50 km de Zaraza, Estado Anzoátegui.
<b>Propósitos:</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Control de crecientes.</li><li>- Abastecimiento de agua potable para El Chaparro.</li><li>- Saneamiento de tierras agrícolas.</li><li>- Riego.</li></ul>
<b>Embalse:</b>	Área de la cuenca: 354 km <sup>2</sup> . Nivel normal: 98,50 msnm. Volumen: 49,04 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> . Área inundada: 972,5 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Cota de la cresta: 101,90 msnm. Altura: 19,21 m. Longitud de cresta: 1.368,8 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Dos canales en tierra, trapeciales, de descarga libre. Cota de vertido: 98,50 msnm. Ancho de cada aliviadero: 50 m. Caudal máximo: 94,42 m <sup>3</sup> /s.
<b>Toma:</b>	Tipo: Cajón de rejas a nivel del fondo del embalse. Conducto a presión de 0,61 m de diámetro enterrado bajo la presa, con las válvulas en su extremo aguas abajo. Disipador de impacto. Caudal máximo: 3,60 m <sup>3</sup> /s.

### **Cronología y Problemas en la Obra.**

#### **Aliviadero.**

El embalse fue construido entre 1976 y 1978, Figura 18.1. El proyecto original contemplaba la construcción de un aliviadero convencional de concreto armado, situado en el contacto de la presa con el estribo izquierdo. Este aliviadero estaría constituido por un vertedero, un rápido y un disipador de energía de resalto hidráulico.

Por razones de economía, cuando la presa estaba en construcción, se decidió cambiar el proyecto del aliviadero original, sustituyéndolo por dos canales de sección trapecial, excavados en tierra, sin revestir, de 50 m de ancho en las bases y taludes con pendientes 2:1. Los nuevos aliviaderos se construyeron en emplazamientos distintos al seleccionado para el original. Los canales excavados en tierra se ubicaron en sendas depresiones naturales de la periferia del embalse, el cual está limitado por colinas bajas con

pendientes moderadas. En la parte media de cada canal se construyó un dentellón de concreto, de 2 metros de profundidad, tanto en el fondo como en los taludes. La función de los dentellones era fijar el nivel de aguas normales del embalse, deteniendo cualquier erosión regresiva que pudiera presentarse en cada uno de estos canales, Figura 18.2.



**Figura 18.1.-** Embalse Vista Alegre. (Cortesía del MARNR).



**Figura 18.2.-** Vista de uno de los dos aliviaderos excavados en tierra, sin revestir.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El criterio utilizado para el diseño de los nuevos aliviaderos fue aumentar el ancho disponible para el vertido de los excedentes de agua, de 20 m (aliviadero original) a 100 metros (aliviaderos en tierra) y disminuir la pendiente, para obtener una mejor repartición

del flujo en cada uno de los dos canales, reduciendo así su profundidad, su velocidad, y como consecuencia su capacidad erosiva.

El material de fundación donde se excavaron los canales de alivio es una arenisca mal cementada que se meteoriza y desintegra fácilmente, dando origen a suelos residuales areno-limosos, con muy baja resistencia a la erosión. Estos materiales son similares a los existentes en la Presa El Cují (situada en esta misma región), en la que se presentaron inconvenientes de la misma naturaleza que los que se describen a continuación.

Cuando los aliviaderos funcionaron por primera vez, a mediados de 1980, sus canales fueron destruidos totalmente por procesos de erosión regresiva, creándose una situación de emergencia, ya que la erosión se propagaba rápidamente en dirección hacia el embalse, temiéndose que llegara a alcanzarlo, lo que de ocurrir, generaría un flujo incontrolable de grandes proporciones que terminaría por vaciarlo y producir grandes daños aguas abajo, Figura 18.3.



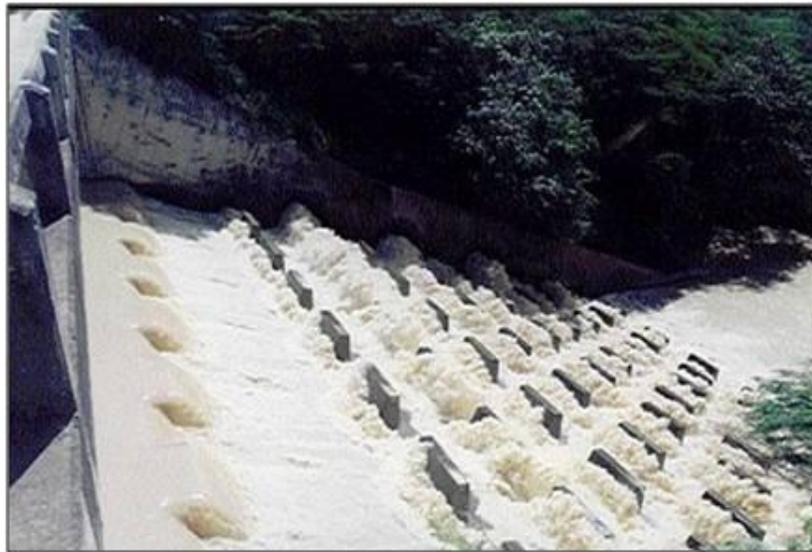
**Figura 18.3.-** Erosión regresiva en uno de los canales de alivio, avanzando en dirección al embalse. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La erosión regresiva socavó completamente los dentellones de concreto de 2 m de profundidad, que supuestamente deberían detenerla, y el flujo pasó por debajo de ellos. Los dentellones no colapsaron, quedando en forma de puentes sobre los nuevos cauces, Figura 18.4.

La situación pudo ser controlada construyendo diques de tierra empujada desde las márgenes de los dos canales, lo que permitió cortar el flujo. Los aliviaderos fueron clausurados y de inmediato se procedió a proyectar y construir una nueva obra de alivio en otro emplazamiento, consistente en dos caídas sucesivas de concreto armado, en forma de rápidos dentados, Figura 18.5.



**Figura 18.4.-** Estado en que quedó uno de los aliviaderos después de funcionar por primera vez. Se observa el flujo pasando por debajo del dentellón de concreto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 18.5.-** Primer rápido dentado del nuevo aliviadero, en funcionamiento (9/1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

#### **Disipador de Energía de la Toma.**

La toma del embalse está formada por un cajón de rejas situado en el fondo del mismo; una tubería de acero de 0,61 m de diámetro, revestida en concreto y enterrada bajo la presa; dos válvulas para el control del flujo al final del conducto; un disipador de energía tipo impacto del USBR; y un canal de salida sin revestir, que restituye el caudal captado por la toma al cauce del Río Unare.

Cuando ocurrieron los problemas en los aliviaderos, que hicieron necesaria su clausura con diques de tierra, se procedió a abrir al máximo las válvulas de la toma, ya que éstas eran el único medio disponible para tratar de controlar el nivel del embalse mientras se construía aceleradamente el nuevo aliviadero en concreto armado (Figura 18.5). En el canal de salida de la toma, que comunica al dissipador de impacto con el cauce del Río Unare, aguas abajo de la presa, surgió una erosión regresiva de gran intensidad, que finalmente alcanzó el dissipador, lo socavó y produjo su colapso, Figuras 18.6 y 18.7.



**Figura 18.6.-** Erosión regresiva en el canal de salida de la toma que alcanzó al dissipador de energía. Al fondo se ve la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 18.7.-** Dissipador de energía tipo impacto, socavado y destruido. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Como resultado de las investigaciones efectuadas se pudo constatar que el dissipador de energía había sido construido con su losa de fondo 2,20 m por encima de la cota del cauce del Río Unare, lo que trajo como consecuencia que el canal de salida quedara con una pendiente excesiva para el tipo de material en el que fue excavado, compuesto por arenas limosas muy poco resistentes a la erosión. También se comprobó que la estructura estaba subdimensionada y en consecuencia, no disipaba adecuadamente la energía del flujo descargado a través de la toma.

El dissipador fue demolido y reemplazado por otro del mismo tipo, pero de mayores dimensiones, diseñado para el caudal máximo que puede descargar la toma, y fundado a cota del cauce del Río Unare. Este dissipador de energía ha funcionado adecuadamente desde su construcción en 1981, Figura 18.8.

Después de los incidentes descritos, el embalse no ha presentado inconvenientes.



**Figura 18.8.-** Nuevo dissipador de energía tipo impacto, de la toma, funcionando satisfactoriamente (9/1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### REFERENCIAS

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L. M.  
Embalse Vista Alegre, Estado Anzoátegui. Proyecto de un Nuevo Disipador de  
Energía Para la Toma.  
MARNR, Caracas, Septiembre 1982.



## **CAPÍTULO 19 – EMBALSE ING. ERNESTO TEJERA (LAS MAJAGUAS)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	A 2 km de San Rafael de Onoto, Estado Portuguesa.
<b>Propósitos:</b>	Riego de 90.000 ha, control de inundaciones, recreación y piscicultura.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 252,75 msnm. Capacidad a nivel normal: $304 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada a nivel normal: 4.250 ha. Número de presas: 9.
<b>Presa Nº 5:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura: 16,00 m. Longitud de la cresta: 430 m. Cota de la cresta: 255,35 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Vertedero controlado por 6 compuertas. Longitud de cresta: 27 m. Caudal de diseño: $60 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ubicación: Entre las presas Nº6 y Nº7.
<b>Tomas:</b>	Numero de tomas: 3. Ubicación: 2 tomas en la Presa Nº5 y una en la Presa Nº7. Tipo: Conductos de concreto abovedados, enterrados bajo las presas. Diámetro medio de los conductos: 3,50 m.

### **Cronología y Problemas en la Presa Nº 5.**

El embalse Las Majaguas no tiene cuenca propia, ya que se alimenta de sendas derivaciones en los ríos Cojedes y Sarare, por lo que el llenado puede hacerse a voluntad.

Las nueve presas que integran el Embalse Las Majaguas fueron construidas entre los años 1958 y 1961. Estas presas han tenido algunos inconvenientes menores a lo largo de su historia, en particular la Presa Nº 5, que es la que ha presentado los problemas más importantes.

La Presa Nº 5 (al igual que las demás) es de tierra, homogénea, constituida por una arcilla limosa, de color amarillento, con un cierto contenido de grava y arena. El talud aguas arriba tiene pendiente 3:1 y está protegido con enrocado de cantera. El talud aguas abajo tiene pendiente 2,5:1 y está protegido con grava gruesa y cantos rodados. La presa posee un dren horizontal de arena en el espaldón de aguas abajo, para interceptar las filtraciones. La fundación en el valle consiste en limos arenosos, limos arcillosos, y arenas

finas limosas, interceptadas por un dentellón. Los estribos están formados por filitas cuarzosas, Figura 19.1.



**Figura 19.1.-** Embalse Las Majaguas. Vista aérea de la Presa N°5. (Cortesía del MARNR).

En el año 1984 se produjo un hundimiento en forma de cráter circular en la cresta de la Presa N° 5, hacia el estribo izquierdo, cerca de la caseta de toma (Figura 19.1). El hundimiento tenía 1,50 m de diámetro, 30 - 40 cm de profundidad, y estaba acompañando por una serie de oquedades en el talud aguas abajo de la presa, las cuales penetraban en profundidad en el terraplén.

Debido a los problemas indicados, en el año de 1987 se procedió a realizar trabajos de reparación de los daños existentes. La reparación consistió en la excavación del material superficial del talud aguas abajo de la Presa N° 5, en forma terrazada, y la colocación de material compactado de características similares al excavado (procedente del mismo préstamo). El material arcillo - limoso compactado fue recubierto con una capa de grava gruesa y cantos rodados, como protección contra la erosión superficial. Las reparaciones fueron efectuadas en una extensión de aproximadamente 200 m, a lo largo de la presa, a partir del estribo izquierdo.

En el año de 1988 los problemas anteriormente ocurridos volvieron a aparecer. Se detectó la presencia de un cráter de 3 m de diámetro y 1 m de profundidad en las inmediaciones de la caseta de operación de las compuertas de la Toma N° 3, en el borde de la cresta de la presa con el talud aguas abajo. Para el mes de junio de 1989 la situación se había agravado. El cráter ya tenía 2,85 m de profundidad, antes de que ocurriera el derrumbe de sus paredes, Figura 19.2.



**Figura 19.2.-** Cráter en la cresta de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Hacia la parte media e inferior del talud aguas abajo, en la misma zona en la que se encontraba el cráter, se observó la presencia de varias cavernas de 10 a 20 cm de diámetro, las cuales penetraban de forma casi horizontal, en profundidad, en el material arcillo – limoso del terraplén. En cada una de las cavernas se observó salida del material de la presa, el cual tenía un color marrón amarillento y había cubierto en algunos sitios la grava y cantos rodados de protección superficial del talud, Figura 19.3. Las Presas N° 1, 2 y 3 también presentaron problemas similares.

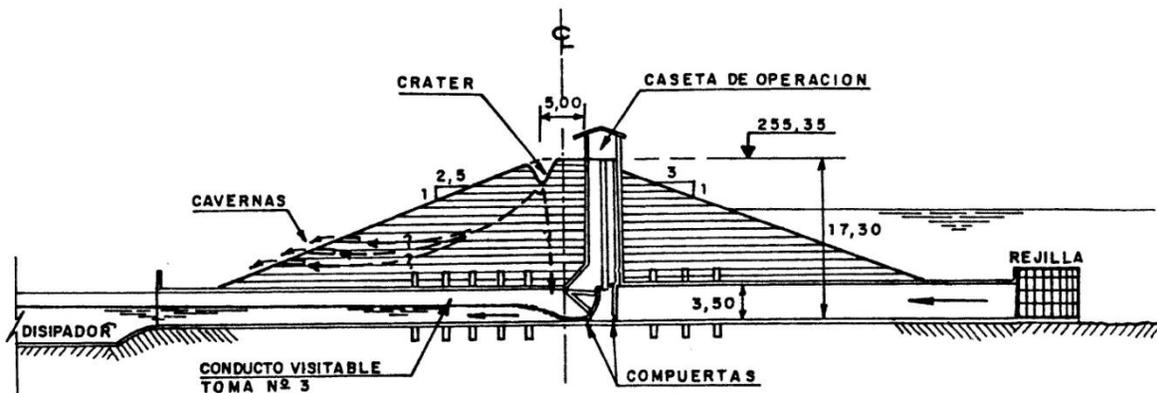
Se procedió entonces a realizar una investigación detallada, consistente en la excavación de numerosas fosas de hasta 2,50 m de profundidad y toma de muestras del material del talud aguas abajo de la presa, así como de la zona de préstamo utilizada para su construcción y posteriores reparaciones. Las muestras fueron transportadas al laboratorio y sometidas a diferentes ensayos. Los resultados obtenidos indicaron que prácticamente todo el material que constituye el espaldón aguas abajo de la Presa N°5 (y probablemente todo el terraplén de esta presa), está formado por suelos dispersivos en mayor o menor grado, variando entre ND4 (dispersión intermedia) hacia el estribo derecho y D1 (dispersión máxima) hacia el estribo izquierdo.

Las arcillas dispersivas se caracterizan por poseer sodio en su estructura molecular, el cual reacciona con el agua, especialmente cuando ésta no contiene sales disueltas, o tiene un contenido bajo de las mismas, por lo que el agua de lluvia se presta de manera especial a esta acción, ya que tiene un mayor poder de reacción que el agua del embalse. La reacción del sodio con el agua produce una desintegración casi inmediata del suelo, formando cavernas que se agrandan continuamente por erosión interna.



**Figura 19.3.-** Cavernas en la parte inferior del talud aguas abajo de la presa, con salida del material del terraplén. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El patrón erosivo característico de los suelos dispersivos coincide con las observaciones hechas en el talud aguas abajo de la presa, hacia el estribo izquierdo. En la parte superior del talud se produce la infiltración del agua de lluvia, la cual crea una serie de conductos o cavidades, en el interior del espaldón, en forma de túneles curvos que afloran en la parte baja del mismo, donde se observa la salida del suelo amarillento que constituye el terraplén de la presa, desparramado sobre la superficie del talud, cubriendo parcialmente la protección de grava y cantos rodados, Figura 19.4.



**Figura 19.4.-** Sección transversal de la presa, indicando el patrón de las cavernas causadas por la dispersión.

En varias de las fosas exploratorias excavadas en el talud se observó la presencia de grietas y cavernas a diferentes profundidades, lo que confirmó el patrón erosivo descrito.

Las arcillas dispersivas eran desconocidas antes del año 1970, ya que no son detectadas por los ensayos de rutina comúnmente efectuados para la caracterización de los diferentes tipos de suelos. En 1972 J.L. Sherard (consultor de numerosos proyectos de presas en Venezuela) publica un trabajo de investigación en el que por primera vez se analiza la falla de varias presas pequeñas a causa de las arcillas dispersivas (“Piping in Earth Dams of Dispersive Clay”, Proceedings, ASCE Speciality Conference on the Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol.1, 1972). En 1976 J.L. Sherard publica otro trabajo en el que se presenta un ensayo práctico y sencillo para la identificación de los suelos dispersivos (“Pin Hole Test For Identifying Dispersive Soils”, ASCE, Journal at the Geotechnical Engineering Division, 1976). Desde entonces el ensayo Pin Hole se considera de uso rutinario en la evaluación de préstamos para la construcción de presas.

En la época en la que se elaboró el proyecto del Embalse Las Majaguas (1954 – 1958), y en el período en que se construyeron las obras (1958 – 1961), se desconocían los suelos dispersivos, lo que explica los problemas ocurridos. El hecho de que reiteradamente el problema persistía, a pesar de las reparaciones efectuadas en el talud, se debió a que en los trabajos de reparación se empleaban siempre los mismos materiales provenientes del préstamo utilizado para la construcción de la presa, el cual se encuentra situado inmediatamente aguas abajo de la misma, y está formado por arcillas dispersivas.

Finalmente, la solución utilizada para la reparación del talud aguas abajo de la Presa N°5, consistió en excavar un espesor horizontal de 5 m del mismo, y sustituirlo por una arcilla roja, compactada, no dispersiva, obtenida en otro préstamo más lejano, Figura 19.5.



**Figura 19.5.-** Talud aguas abajo excavado, antes de la colocación de la arcilla no dispersiva. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).

Se inspeccionó toda la superficie del talud aguas abajo de la presa, y con la excepción de la parte izquierda del mismo, antes descrita, en el resto no se observaron hundimientos, cavernas, ni indicios de flujo de material. También se inspeccionó la superficie visible del talud aguas arriba de la presa, comprendida entre el nivel del agua embalsada y la cresta (6 m de altura, aproximadamente), no observándose irregularidades en el enrocado que hicieran presumir problemas de erosión debajo de él. Ante estos resultados, y por limitaciones en los recursos económicos disponibles para efectuar los trabajos antes descritos en toda la extensión del talud aguas abajo de la Presa N°5, se decidió reparar solamente el área donde se detectaron los hundimientos y cavernas, en una longitud de presa de 70 metros, a partir del estribo izquierdo. El resto del talud se dejó tal como se encontraba.

En 1991 los trabajos de reparación quedaron terminados y desde entonces no se han presentado nuevos inconvenientes. Sin embargo, a pesar de que las investigaciones efectuadas se limitaron únicamente a la Presa N°5, existe evidencia que hace sospechar que las restantes 8 presas que constituyen el embalse podrían estar construidas con arcillas dispersivas, por lo que deben ser inspeccionadas periódicamente, a fin de supervisar su comportamiento y caso de ser necesario, proceder a efectuar nuevos trabajos de protección.

Resulta interesante observar que la Presa N°5, a pesar de estar construida con arcillas de alta dispersividad (D1) en algunos sectores del terraplén, tal como se desprende de los ensayos efectuados, solo comenzó a manifestar signos visibles de erosión en 1984, es decir, 23 años después de su puesta en servicio (1961). Los inconvenientes detectados fueron causados por el agua de lluvia en el talud aguas abajo, por lo que el problema podría catalogarse como menor, ya que nunca existió el riesgo de colapso de la obra.

Este caso confirma otras experiencias reseñadas en la literatura técnica especializada, en lo concerniente a que en general, la utilización de arcillas dispersivas en la construcción de presas de tierra no tiene porqué ser descartada de antemano, ni tampoco considerarlas como un elemento catastrófico para la seguridad de estas obras. Los terraplenes de las presas pueden ser construidos utilizando arcillas dispersivas, incluyendo en los proyectos las medidas de seguridad que se requieran (confinamiento entre filtros, remoldeado y trituración del material, adición de cal o cemento). El caso de la Presa de Santa Rosa, en las inmediaciones de San José de Guaribe, Estado Guárico, construida en 1978 utilizando arcillas dispersivas, con pleno conocimiento de esa situación, y cuyo comportamiento ha sido satisfactorio hasta la actualidad, así lo demuestra.

Es probable que algunas presas construidas en Venezuela antes de la década de los años 1970, estén constituidas por arcillas dispersivas, las cuales no habrían sido detectadas debido al comportamiento satisfactorio de estas obras.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Embalse Las Majaguas, Edo. Portuguesa. Inspección de la Presa N°5.  
MARNR, Caracas, Junio 1989.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Reparación del Talud Aguas Abajo de la Presa N°5 del Embalse Las  
Majaguas, Edo. Portuguesa.  
MARNR, Caracas, Mayo 1990.



## CAPÍTULO 20 – EMBALSE ARACAY

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Aracay, 3 km aguas arriba del Embalse Santo Domingo, Estado Mérida.
<b>Propósito:</b>	Retención de los sólidos que transporta el Río Aracay, principal aportador de sedimentos al Embalse Santo Domingo.
<b>Presa:</b>	Tipo: De grava y arena, revestida en ambos taludes con roca volcada. Altura: 14 m. Ancho de la cresta: 4 m. Longitud de la cresta: 115 m. Cota de la Cresta: 1.892,00 msnm. Pendiente del talud aguas arriba: 2,5:1. Pendientes del talud aguas abajo: 3:1 y 6:1.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Derrame sobre el enrocado de la presa. Ubicación: Sobre la cresta de la presa, de estribo a estribo. Cota de la cresta: 1.892,00 msnm. Longitud de la cresta: 115 m. Caudal de diseño: 194 m <sup>3</sup> /s. Disipador de energía: Contradique de 4 m de altura, con sección similar a la de la presa.

### Cronología y Problemas en la Presa.

La obra fue puesta en servicio en Febrero de 1983 con la única finalidad de retener los sedimentos que transporta el Río Aracay hacia el Embalse Santo Domingo, el cual a su vez alimenta a la central del Complejo Hidroeléctrico José Antonio Páez, donde los sedimentos causan constantemente problemas de abrasión y desgaste en los inyectores y en los álabes de las turbinas Pelton.

La presa era una estructura formada por un terraplén de arena y grava, revestido en sus taludes con enrocado volcado, con tamaños de bloques comprendidos entre 0,60 m y 1,80 m, calculados para resistir el paso de un caudal de 194 m<sup>3</sup>/s sobre la cresta de la presa, Figuras 20.1, 20.2, 20.3 y 20.4. Este caudal, según los cálculos hidrológicos efectuados durante la etapa de elaboración del proyecto, corresponde al pico de una creciente de 100 años de período de retorno.

La altura de la presa era igual a 14 m, y su cresta (a cota 1.892,00 msnm), de 115 m de longitud, actuaba como vertedero, de estribo a estribo. La pendiente del talud aguas abajo era 3:1 entre la cresta y la cota 1.877,00 msnm, donde cambiaba a 6:1, Figura 20.1. En el extremo aguas abajo de este talud se construyó un contradique de grava y arena, revestido con una coraza de enrocado. La función del contradique era la formación de un resalto hidráulico para disipar la energía del flujo derramado sobre la presa.

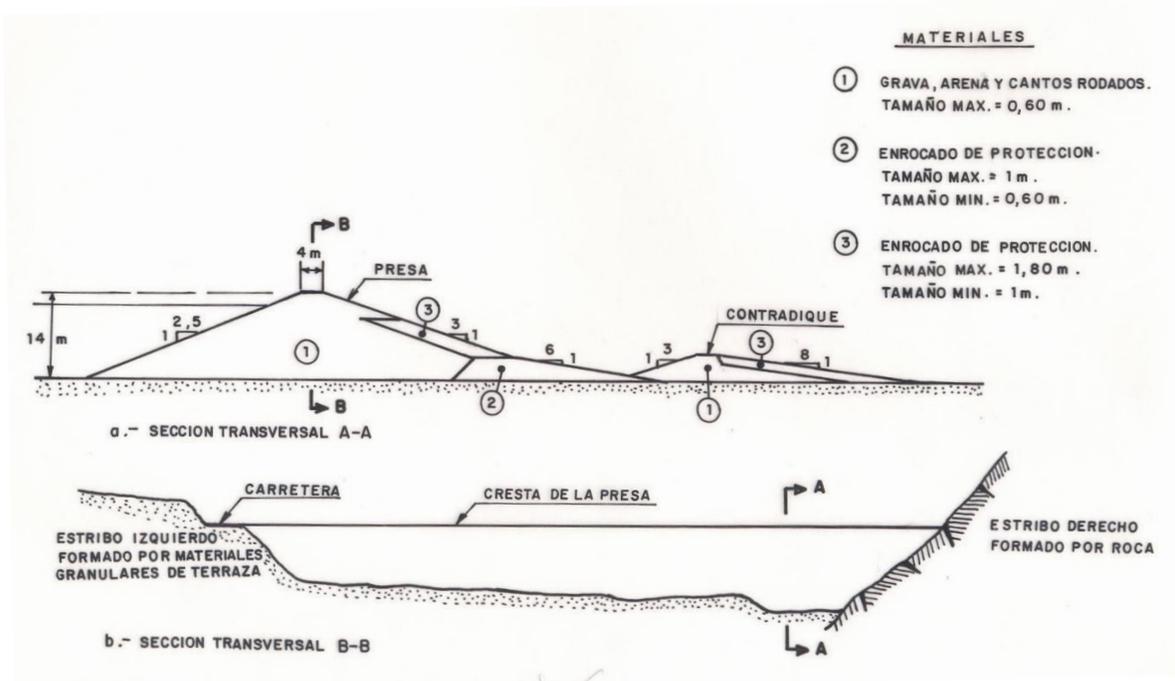


Figura 20.1.- Secciones típicas de la presa.



Figura 20.2.- Proceso de terminación de la colocación del enrocado.  
(Cortesía del Ing. Aurelio Trujillo).



**Figura 20.3.-** Vista del talud aguas arriba de la presa prácticamente terminada. (Cortesía del Ing. Aurelio Trujillo).



**Figura 20.4.-** Detalle de la coraza del talud aguas abajo de la presa. El maletín fotográfico y la cinta de 1 metro sirven de escala. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La cresta del contradique tenía 4 m de ancho y estaba ubicada a la cota 1.877,00 msnm. El talud aguas arriba del contradique tenía una pendiente de 3:1, y el talud aguas abajo una pendiente de 8:1. La altura del contradique era igual a 4 m.

Durante 3,5 años, a partir de su puesta en servicio, la presa se comportó adecuadamente, cumpliendo su función de retener los sedimentos transportados por el Río Aracay, llegando a acumular un volumen de aproximadamente 228.200 m<sup>3</sup> de sólidos. Los caudales normales del Río Aracay se infiltraban a través de la grava arenosa del terraplén y afloraban en la parte inferior del talud aguas abajo sin la energía necesaria como para producir el arrastre del material de la presa ni el de sus estribos. Al ocurrir alguna creciente el caudal infiltrado a través de la presa no experimentaba ningún aumento apreciable, ya que el mismo era controlado por la permeabilidad de la grava arenosa (del orden de 10<sup>-4</sup> cm/s), lo que daba como resultado el derrame sobre la presa de los excedentes de agua que superaban la capacidad del almacenamiento. Durante el período citado solo se produjo el desbordamiento de la presa en muy contadas ocasiones y con láminas muy pequeñas, de tan solo unos pocos centímetros, Figura 20.5.



**Figura 20.5.-** Funcionamiento normal del embalse. Obsérvese el estribo derecho formado por roca resistente a la erosión. (Cortesía del Ing. Aurelio Trujillo).

El 21 de agosto de 1986, después de 3,5 años de operación satisfactoria, y como consecuencia de intensas lluvias en la cuenca del Río Aracay, se produjo una creciente importante, con un caudal máximo de unos 200 m<sup>3</sup>/s, aproximadamente igual al caudal de diseño de la obra. Esta creciente desbordó a lo largo de toda la cresta con una altura máxima sobre ésta de 1 metro aproximadamente, y produjo el colapso de la mitad izquierda de la presa entre las 10 am y las 12:15 pm, Figuras 20.6 y 20.7.

Como consecuencia de la falla de la presa se produjo una ola con el agua y los sedimentos acumulados en el embalse, cuyo caudal máximo fue estimado en 700 m<sup>3</sup>/s. Esta ola destruyó a su paso el puente ubicado aguas abajo de la obra, causó daños en el Complejo Hidroeléctrico José Antonio Páez, destruyó aproximadamente 600 metros de la carretera Las Piedras - Aracay y dañó otro puente sobre el Río Santo Domingo, situado en las inmediaciones de la población de Altamira de Cáceres, cerca de la central hidroeléctrica.

Aproximadamente la mitad de la longitud del terraplén de la presa, situada hacia el estribo izquierdo, desapareció del sitio como consecuencia de la situación descrita. La otra mitad de la presa, situada hacia el estribo derecho, no sufrió daños.



**Figura 20.6.-** Vista desde aguas arriba de la parte remanente de la presa. Obsérvense en la margen derecha del embalse los restos de los sedimentos retenidos durante 3,5 años de operación de la obra.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 20.7.-** Vista desde el estribo izquierdo de la sección remanente de la presa. Obsérvense los restos de la sedimentación acumulada en el embalse.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

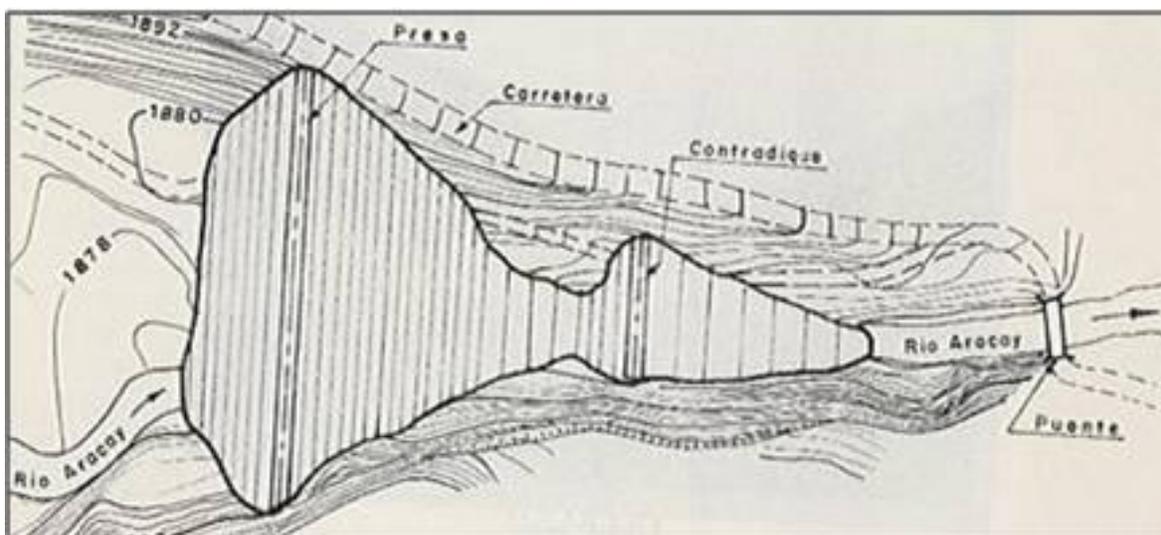
Como resultado de las investigaciones efectuadas se llegó a las conclusiones siguientes:

- Las características de los materiales que constituyen los estribos en los que se apoyaba la presa son muy diferentes entre sí. El estribo derecho está formado por roca resistente a la erosión, Figuras 20.1-b y 20.5. Por el contrario, el estribo izquierdo es una terraza aluvial, constituida por arena, grava, y cantos rodados, poco resistente a la erosión, Figuras 20.1-b, 20.2, 20.3 y 20.8. Estos materiales tienen características similares a los del fondo del valle en la zona del cauce.



**Figura 20.8.-** Material gravo-arenoso del estribo izquierdo, poco resistente a la erosión, donde se apoyaba la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- La cresta vertedora de la presa se extendía de estribo a estribo. No existía un vertedero limitado a la parte central de la obra. El caudal de la creciente del 21 de agosto de 1986 se derramó sobre la presa, fluyendo en contacto con ambos estribos, no solamente en la cresta, sino también a lo largo del talud aguas abajo de la misma. En la Figura 20.9, que representa la planta de la presa, se observa que la forma de la intersección de su talud aguas abajo con ambas laderas hizo que el flujo derramado sobre la cresta, a medida que se desplazaba por el talud, necesariamente debía converger hacia el centro de la obra, como producto de su choque con ambos estribos.
- En el contacto de la presa con la ladera derecha no se presentaron problemas de erosión debido a la naturaleza rocosa de este estribo, pero en el contacto con la ladera izquierda, formada por una terraza aluvial, sus materiales granulares comenzaron a ser arrastrado, no solo a nivel de la cresta, sino también hacia la parte media e inferior de dicho contacto, produciéndose una erosión regresiva intensificada por la forma convergente del mismo. La suma de la erosión a nivel de la cresta con la erosión regresiva, produjo un zanjón o cárcava donde se concentró el flujo de la creciente, que aceleró el proceso erosivo hasta que la presa perdió apoyo y colapsó.



**Figura 20.9.-** Planta de la presa.

- En el momento del colapso, alrededor de las 12:15 pm del 21 de agosto de 1986, se produjo la ola antes mencionada, con el agua y los sedimentos embalsados (además del caudal natural del río), causando los daños descritos. En el momento de la rotura la presa tenía almacenados unos 228.200 m<sup>3</sup> de sedimentos y aproximadamente 275.000 m<sup>3</sup> de agua. El volumen total (503.200 m<sup>3</sup>) fluyó en forma conjunta.
- Los bloques de roca de la coraza estaban correctamente dimensionados y resistieron el flujo de la creciente, tal como lo demuestra la mitad derecha de la presa que quedó prácticamente intacta en el sitio. El colapso de la obra no fue causado por el arrastre de los bloques de la coraza sino por la erosión del material de la ladera izquierda.
- Un nuevo estudio hidrológico efectuado en mayo de 1987, dio como resultado un caudal pico igual a 333 m<sup>3</sup>/s para la creciente de 100 años, lo que representa 1,72 veces aproximadamente el valor utilizado en el proyecto. Este estudio también dio como resultado un caudal pico de 224 m<sup>3</sup>/s para la creciente de 25 años, lo que indicaría que el caudal que destruyó la presa ( $\approx 200$  m<sup>3</sup>/seg) tuvo un período de retorno algo menor de 25 años.

### **Rehabilitación de la Presa.**

El colapso de la obra se debió a la baja resistencia a la erosión de los materiales de la terraza aluvial del estribo izquierdo y al hecho de haber permitido que el flujo derramara a lo largo de toda la cresta de la presa, y por lo tanto en contacto con esos materiales.

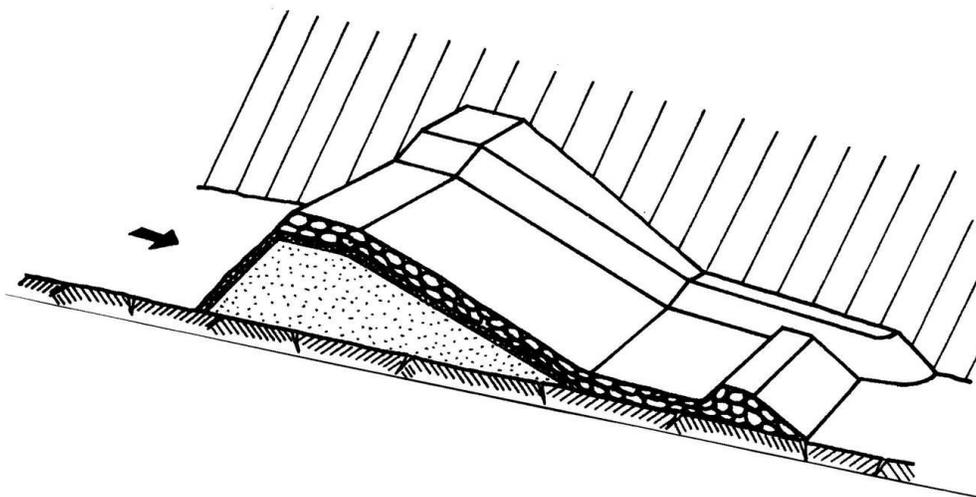
Con la finalidad de aprovechar la mitad derecha de la obra que no sufrió daños (Figura 20.10), en 1987 se elaboró un proyecto de rehabilitación de la presa, consistente en su reconstrucción de acuerdo al proyecto inicial, pero limitando el vertido sobre la cresta a su parte central, mediante la construcción de sendos muros de gaviones para contener el

flujo derramado y evitar su contacto con los estribos, en especial con el izquierdo. El proyecto también incorporaba una serie de elementos de protección contra la erosión, no incluidos en el diseño inicial.



**Figura 20.10.-** Vista desde aguas abajo de la parte remanente de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La Figura 20.11 indica esquemáticamente la forma en que fue elaborado el proyecto de rehabilitación de la presa.



**Figura 20.11.-** Perspectiva del proyecto de rehabilitación de la presa, limitando la sección vertedora a la parte central de la misma.

Las obras de rehabilitación proyectadas nunca fueron construidas y la parte remanente de la presa fue arrastrada por las sucesivas crecientes ocurridas durante los años posteriores a su falla. Actualmente ha desaparecido todo vestigio de esta obra.

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: La Falla de la Presa de Retención de Sedimentos en el Río Aracay, Edo. Mérida.  
MARNR, Caracas, Octubre 1986.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Rehabilitación, Presa Aracay, Río Aracay, Edo. Mérida.  
MARNR, Caracas, Mayo 1987.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Presas de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos.  
Caracas, Mayo 1993.



## CAPÍTULO 21 – EMBALSE BARRANCAS

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Macoruca, al Sur de Coro, Estado Falcón.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable de Coro, Cumarebo, La Vela y la Península de Paraguaná.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 254,80 msnm. Capacidad: $141 \times 10^6$ m <sup>3</sup> . Área inundada a nivel normal: 620 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De enrocado, con núcleo de arcilla. Altura: 70 m. Longitud de la cresta: 510 m. Cota de la cresta: 260,00 msnm.
<b>Aliviadero Original:</b>	Tipo: Canal rectangular de concreto, de flujo libre, sin cimacio, con dissipador de energía de resalto hidráulico. Ubicación: Depresión en el estribo derecho, a 1 km de la presa. Cota de alivio: 254,80 msnm. Caudal de diseño: 6,04 m <sup>3</sup> /s. Cota de aguas máximas: 255,64 msnm. Ancho: 5 m. Longitud: 94,5 m.
<b>Toma:</b>	Tipo: Torre-toma selectiva y túnel en el estribo izquierdo. Diámetro del túnel: 3,50 m.

### Cronología y Problemas en el Aliviadero.

El embalse fue puesto en servicio a finales de 1978, y en Agosto de 1990 entró en operación por primera vez el aliviadero, produciéndose su destrucción casi total.

El aliviadero inicial era un canal rectangular de concreto armado, de 5 m de ancho, construido en una depresión en la fila de cerros del estribo derecho, a 1 km de distancia de la presa, aproximadamente. El canal de concreto no tenía vertedero, siendo su estructura de control la propia entrada. El primer tramo del aliviadero era de pendiente relativamente suave, seguido de un segundo tramo en forma de rápido, en cuya parte final había un dissipador de energía convencional de resalto hidráulico, tipo USBR. El aliviadero descargaba al cauce de una pequeña quebrada de fuerte pendiente, afluente del Río Macoruca unos 1.700 m aguas abajo. La pendiente media de la quebrada es de 5,2%, pero en su parte inicial, en la zona de implantación del aliviadero, ésta es muy superior a la media, ya que alcanza un valor igual al 22,4%. El pequeño cauce de la quebrada está formado por suelos residuales limo-arcillosos, los cuales son el producto de la meteorización y desintegración de las lutitas que forman el basamento rocoso de la zona. Estas lutitas se encuentran muy alteradas por la meteorización y su resistencia a la erosión es mínima, al igual que la de los suelos residuales a los que dan origen.

Al entrar en funcionamiento el aliviadero por primera vez en Agosto de 1990, ocurrió un proceso de erosión regresiva en el cauce de la quebrada, aguas abajo del dissipador de energía, que llegó a alcanzar una altura de más de 10 metros respecto a la losa de fondo de dicho dissipador, Figura 21.1.



**Figura 21.1.-** Proceso de destrucción del aliviadero por erosión regresiva.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El dissipador de energía colapsó totalmente. La erosión regresiva avanzaba constantemente en dirección hacia el embalse. Los diferentes tramos del canal, comprendidos entre las juntas transversales sucesivas quedaban temporalmente como volados sobre la depresión causada por la socavación, por lo que al caer el flujo desde esa altura erosionaba la base del talud, originando su falla y como consecuencia el colapso del tramo correspondiente del canal. Este proceso era continuo y la erosión avanzaba rápidamente hacia el embalse. Si hubiera llegado a alcanzarlo se habría producido una ola de gran energía muy difícil de contener.

La falla de esta obra se debió al proceso de degradación del cauce de la pequeña quebrada, por estar éste constituido por suelos residuales y rocas descompuestas con una mínima resistencia a la erosión. Antes de la puesta en servicio del aliviadero la quebrada se encontraba en equilibrio, pues los caudales que transitaban por ella eran mínimos, ya que el área de su cuenca tributaria es muy reducida. Al producirse el primer funcionamiento del aliviadero ocurrió un desequilibrio general en el cauce de la quebrada, ya que los caudales que empezaron a ser descargados por el embalse superaron ampliamente a los caudales naturales que aportaba la cuenca. La fuerza tractiva del flujo sobrepasó la mínima resistencia a la erosión de los suelos y rocas blandas, lo que originó el proceso de degradación regresiva. El hecho de que el aliviadero descargara agua limpia (sin sedimentos) contribuyó también a la erosión, ya que el agua clara tiene un mayor poder erosivo que el agua cargada de sedimentos.

La obra fue declarada en emergencia. Se procedió a abrir al máximo la válvula Howell-Bunger de la descarga de la toma, con lo que se logró finalmente bajar el nivel del embalse y el aliviadero dejó de funcionar.

Como resultado de las investigaciones se determinó que los hidrogramas de las crecientes del proyecto original y la capacidad del aliviadero eran adecuados. Las marcas de agua dejadas por el flujo en los muros permitieron determinar que el caudal máximo descargado durante la creciente fue de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ , es decir, un tercio del caudal de diseño, por lo que la falla de esta obra no se debió a falta de capacidad sino al proceso descrito de erosión regresiva.

Una vez que el aliviadero dejó de funcionar se procedió a demoler la parte inicial remanente del canal que no fue destruida por la socavación, pero que se encontraba afectada por la misma: algunos muros estaban desplazados y las juntas transversales estaban abiertas, Figura 21.2.



**Figura 21.2.-** Primera junta transversal del aliviadero, abierta. La junta está situada inmediatamente aguas abajo de la entrada del canal y fue afectada por la socavación de la estructura y su desplazamiento longitudinal. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Después de analizar diferentes alternativas se llegó a la conclusión de que el emplazamiento del aliviadero original es el único posible, dadas las condiciones topográficas de la periferia del embalse. Se construyó un nuevo aliviadero similar al anterior, de sección rectangular con 5 m de ancho, en el mismo sitio. En el nuevo proyecto se incorporaron varios componentes para mejorar su comportamiento, como son:

- Construcción de un vertedero tipo cimacio en la entrada del canal, provisto de tres orificios de 50 cm de diámetro para limitar el caudal descargado, dada la mínima resistencia a la erosión del cauce aguas abajo. Las entradas de los tubos están a la

cota 254,80 msnm, que es el nivel de aguas normales original del embalse, Figuras 21.3 y 21.4.



**Figura 21.3.-** Vertedero en la entrada del nuevo aliviadero, con tres orificios de 50 cm de diámetro. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 21.4.-** Vista de la entrada del nuevo aliviadero. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La función de los tubos del vertedero es fijar el nivel de aguas normales a la cota antes indicada. Al tener lugar una creciente con un determinado período de retorno, el nivel se sobreeleva temporalmente en el embalse y el flujo que sale por el aliviadero es controlado por la capacidad de los tubos, la cual es mucho menor que la del vertedero superior. De esta forma las crecientes se almacenan temporalmente en el embalse y son descargadas a través de los tubos en un período relativamente largo, durante el cual los caudales de salida son pequeños. Los tubos ejercen una regulación muy importante en los caudales de salida. Solo con crecientes excepcionales, de períodos de retorno superiores a 100 años, se sobrepasará la capacidad de los tres

tubos y se producirá derrame sobre el vertedero, cuya cresta está a cota 255,80 msnm, es decir, un metro por encima del fondo de los tubos. Pero para que esto ocurra es necesario que temporalmente se almacene en el embalse una parte muy importante del volumen de la creciente, lo que produce el efecto de reducir a un mínimo el caudal pico de salida por el aliviadero. Tal como se indicó, para crecientes con períodos de retorno inferiores a 100 años no se produce derrame sobre el vertedero y el caudal máximo de salida es de tan solo 2 m<sup>3</sup>/s, aproximadamente.

Los tubos a través del vertedero cumplen una función similar a la de una compuerta: controlar el caudal de salida, pero con la ventaja de que no se necesita de un operario.

- Se proporcionó una mayor longitud al canal de concreto, una mayor separación entre las juntas transversales para hacer la estructura más monolítica, y se colocaron dos filas de anclajes a todo lo largo del canal, Figuras 21.5 y 21.6.



**Figura 21.5.-** Vista hacia aguas abajo del nuevo aliviadero.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 21.6.-** Vista hacia aguas arriba del nuevo aliviadero.  
En primer plano: el dissipador de energía. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Se construyeron dos pequeñas presas escalonadas de gaviones aguas abajo del dissipador de energía, para vencer parte del desnivel existente en el cauce de la

quebrada, Figura 21.7. Está previsto construir presas adicionales aguas abajo si en el futuro son requeridas, según el comportamiento que se observe en el cauce.



**Figura 21.7.-** Primera de las dos presas de gaviones construidas para vencer parte del desnivel de la quebrada. Al fondo se ve el canal del aliviadero.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Sin embargo, aún con todas las mejoras incorporadas al nuevo aliviadero, se prevé que el mismo podría sufrir daños importantes al entrar en operación, debido a la bajísima resistencia a la erosión de los suelos y rocas de la zona. Una mejor solución a los problemas planteados, sería la prolongación del canal de concreto hasta un afloramiento de roca dura existente agua abajo en el cauce de la quebrada a una distancia de 1.100 metros del final del aliviadero, pero el costo sería muy elevado y además, esta obra tampoco garantizaría totalmente un comportamiento satisfactorio, ya que toda el área de implantación del aliviadero está formada por lutitas que se desintegran completamente en poco tiempo al ser expuestas a los agentes atmosféricos.

La recomendación final, producto de todos los estudios efectuados y de las experiencias con el comportamiento del aliviadero original, es evitar en la medida de lo posible que el nuevo aliviadero funcione, lo que equivale a considerarlo como un órgano de descarga de emergencia ante la ocurrencia de eventos hidrológicos extremos. La válvula Howell-Bunger de la toma puede descargar hasta  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  a su máxima capacidad, valor superior al caudal máximo del aliviadero. Por lo tanto, operando adecuadamente dicha válvula como aliviadero primario se podrá evitar que el nuevo aliviadero entre en operación, y en consecuencia que se produzcan daños importantes en él.

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Embalse Barrancas, Edo. Falcón. Situación del Aliviadero.  
MARNR, Caracas, Agosto 1990.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Estabilización del Aliviadero. Presa Barrancas, Edo. Falcón.  
MARNR, Caracas, Agosto 1992.



## CAPÍTULO 22 – EMBALSE ING. JUAN JOSE BOLINAGA (HUEQUE)

---

### Características Principales.

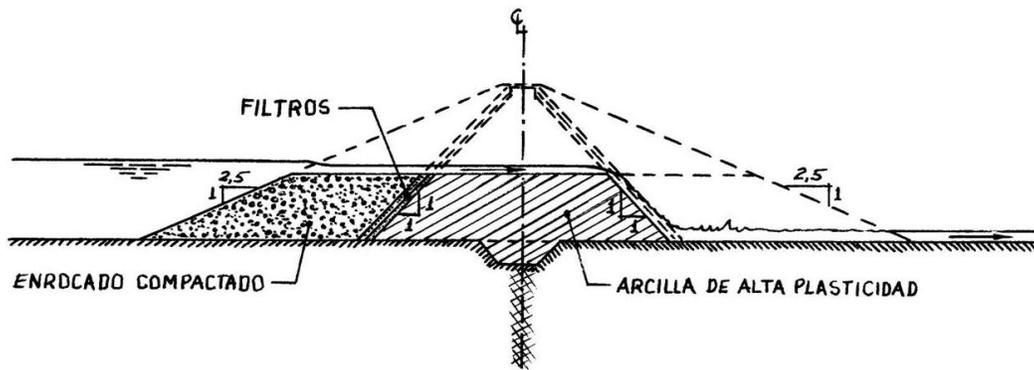
<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Hueque, 35 km al Sureste de Coro, Estado Falcón.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable a las poblaciones de Coro, la Península de Paraguaná y las instalaciones de la industria petrolera.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 214,60 msnm. Almacenamiento: $74,88 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 586 ha
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra y roca, zonificada. Cota de la cresta: 218,50 msnm Altura de la Presa: 43,5 m
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: De descarga libre, sección rectangular convergente. Ubicación: Estribo izquierdo. Longitud de la cresta: 15 m. Caudal de diseño: $123 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Desvío y Toma:</b>	Tipo: Toma sumergida con captación a un solo nivel y conducto de concreto enterrado bajo la presa. Longitud del conducto: 238 m. Diámetro del conducto: 2 m.

### Cronología y Problemas Durante la Desviación.

La presa está formada por un núcleo central de arcilla residual de alta plasticidad, con taludes 1:1, confinado entre sendos espaldones de enrocado de cantera compactado, con taludes 2,5:1 en ambos paramentos. Entre los espaldones y el núcleo se construyeron sendos filtros granulares, cada uno formado por dos zonas con diferentes gradaciones, Figura 22.1.

La desviación del río durante la construcción de la presa se hizo a través del conducto de la futura toma, dejando para ello una abertura en el codo vertical existente en la base de la torre-toma sumergida, que posteriormente fue clausurada con un bloque de concreto, al iniciarse el llenado del embalse, Figura 22.2.

Debido a que el Río Hueque presenta caudales muy pequeños o nulos en los meses de verano, el esquema de desviación diseñado contemplaba construir la presa hasta la mayor altura posible durante el primer verano después de desviado el río por el conducto, de manera de alcanzar con el terraplén la cota necesaria para evitar que la creciente de 10 años de período de retorno derramara sobre la presa en construcción.



**Figura 22.1.-** Sección transversal de la presa, indicando la erosión causada en el espaldón de aguas abajo por el desbordamiento.



**Figura 22.2.-** Desviación del caudal del río por una abertura en la base de la torre-toma. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Para el mes de diciembre de 1991 el terraplén de la presa había sido construido hasta la cota 192,50 msnm en todas sus zonas, lo que le proporcionaba una altura de unos 18 metros, es decir, 1,50 m por encima de la elevación 191,00 msnm, denominada cota de seguridad de la etapa de desviación, la cual según los estudios hidrológicos sería la que podrían alcanzar las aguas en el embalse con la creciente de 10 años.

El 26 de diciembre de 1991 tuvo lugar una creciente excepcional que sobrepasó la capacidad de descarga del conducto de desviación y derramó sobre el terraplén en construcción durante los días 26 y 27 de dicho mes.

El flujo derramado se concentró hacia la parte de la presa situada cerca del estribo derecho y produjo el arrastre por erosión de todo el enrocado del espaldón de aguas abajo en ese sector, incluyendo los filtros. El volumen total arrastrado de enrocado y filtros fue estimado en 25.000 m<sup>3</sup>, Figura 22.3.



**Figura 22.3.-** Brecha abierta por el flujo en el espaldón aguas abajo de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El núcleo impermeable de la presa no sufrió ningún daño; su talud aguas abajo quedó en perfectas condiciones, tal como se aprecia en las Figuras 22.3 y 22.4, en las que se pueden ver las diferentes capas horizontales, lavadas por el flujo. El espaldón de enrocado de aguas arriba y los filtros de esta parte de la presa tampoco sufrieron daño alguno.

La parte erosionada del espaldón aguas abajo fue reconstruida y la presa se terminó y puso en servicio sin posteriores inconvenientes a finales de 1992, Figura 22.5.

Esta experiencia vino a confirmar una vez más el comportamiento típico que generalmente se observa en los terraplenes cuando son desbordados por el flujo. Las arcillas bien compactadas suelen ser resistentes a la erosión, dicha resistencia se debe a su cohesión. Esta resistencia es mayor en las arcillas de alta plasticidad. Por el contrario,

los suelos granulares no cohesivos, incluyendo los enrocados formados por bloques pequeños y medianos, pueden ser erosionados rápidamente por el flujo aunque estén compactados.



**Figura 22.4.-** Detalle de la erosión en el espaldón aguas abajo de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 22.5.-** Presa terminada y en operación. (Cortesía del MARNR).

**REFERENCIAS**

- 1.- Estudios y Proyectos Civiles, Carrero y Asociados (EPC).  
Proyecto Embalse Hueque III, Distrito Petit, Estado Falcón.  
Caracas, Octubre 1987.



## **CAPÍTULO 23 – EMBALSE ING. ENRIQUE JORGE AGUERREVERE (AGUA VIVA)**

---

### **Características Principales de la Primera Etapa del Embalse.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Motatán, 30 km al Norte de Valera, en el sitio denominado Agua Viva, Estado Trujillo.
<b>Propósitos:</b>	Incremento de la superficie de riego en el Sistema El Cenizo. Control de inundaciones. Recreación. Piscicultura.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 233,00 msnm. Capacidad: $156,4 \times 10^6$ m <sup>3</sup> . Área inundada: 1.582 ha. Caudal medio del Río Motatán: 35 m <sup>3</sup> /s.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Cota de la cresta: 237,00 msnm. Altura: 35 m. Longitud de la cresta: 250 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Recto, de descarga libre. Ubicación: Estribo izquierdo. Longitud de la cresta: 50 m. Caudal de diseño: 254 m <sup>3</sup> /s.
<b>Desvío y Toma:</b>	Ubicación: Estribo izquierdo. Tipo: Torre - toma y túnel bifurcado. Diámetro del túnel principal: 5,40 m. Longitud del túnel principal: 441,81 m. Diámetro del túnel secundario: 4 m. Longitud del túnel secundario: 192,58 m.

### **Cronología y Problemas en los Túneles.**

Los primeros estudios para la construcción de esta obra fueron realizados en el año 1945, y prosiguieron de manera discontinua hasta finales de 1993, cuando se puso en servicio la Primera Etapa del embalse, Figura 23.1.

Las características antes indicadas corresponden a la denominada Primera Etapa del embalse, la cual es la que se encuentra actualmente en operación (Figura 23.1). En realidad, la presa existente (Primera Etapa) no es otra cosa que la ataguía de la obra originalmente proyectada por el MOP en 1967, y que quedaría incorporada a su espaldón de aguas arriba. Sin embargo, en 1972, por razones diversas, las autoridades del MOP decidieron construir un aliviadero provisional en el contacto de la ataguía con el estribo

izquierdo, modificar el túnel de desviación, e inaugurar estas obras llamándolas Primera Etapa del embalse.

Cabe destacar, que la presa proyectada por el MOP en 1967, y que posteriormente pasó a denominarse Segunda Etapa, tiene una altura de 70 m, e incluía la construcción de una central hidroeléctrica.

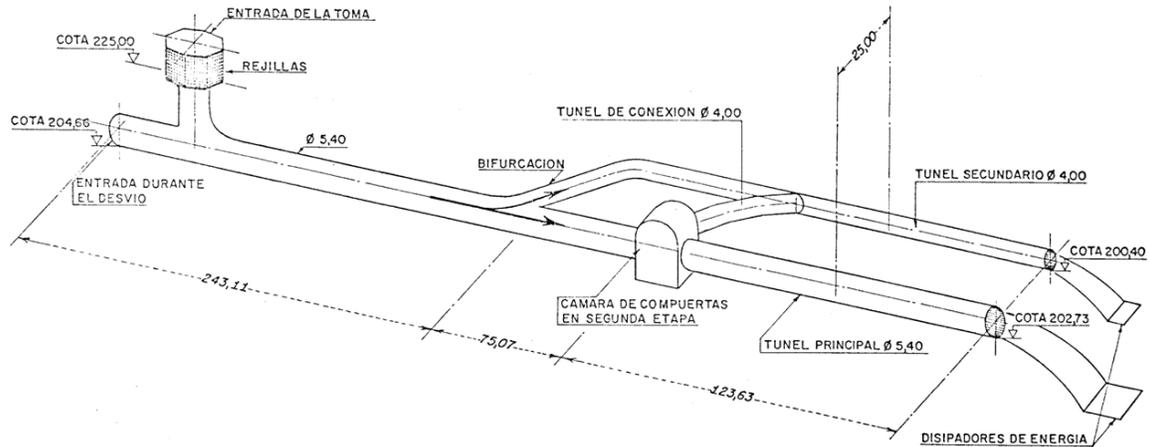


**Figura 23.1.-** Vista de conjunto de la Primera Etapa del embalse, actualmente en operación. (Cortesía del MARNR).

Los cambios hechos a este proyecto, alteraron desfavorablemente su concepción original, causando los inconvenientes que se describen a continuación, los cuales no habrían tenido lugar si se hubiera construido la obra diseñada inicialmente. Es de hacer notar, que de acuerdo a las previsiones de la época, la llamada Primera Etapa de la presa tendría una vida útil corta, ya que se había planificado que poco tiempo después de su puesta en servicio, se procedería a la construcción de la presa definitiva (Segunda Etapa), lo cual hasta el presente no ha ocurrido.

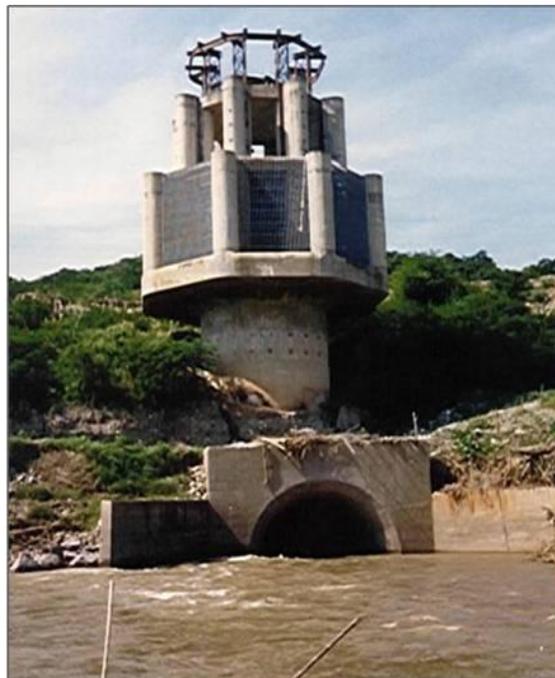
El Río Motatán fue desviado por los túneles a principios de 1972 y se mantuvo así, ininterrumpidamente, hasta mediados de 1992, cuando se cerró la entrada del túnel principal, se inició el llenado del embalse, y se comenzaron los trabajos de reparación y transformación de los túneles de desvío en toma para riego. Por lo tanto, el caudal del Río Motatán estuvo fluyendo por los túneles durante 20 años, lo que se debió a que la construcción de la presa fue paralizada varias veces, por diferentes razones (administrativas, políticas, etc.).

La Figura 23.2 muestra esquemáticamente los túneles utilizados para la desviación del flujo.



**Figura 23.2.-** Perspectiva esquemática de los túneles.

El túnel principal de 5,4 m de diámetro se bifurca en la progresiva 243,11 m, dando origen al túnel secundario, de 4 m de diámetro, cuya finalidad era aumentar la capacidad de descarga durante la etapa de desviación. Concluida esta etapa, el túnel secundario fue clausurado y acondicionado para servir de acceso a la cámara de compuertas de la toma, donde se regula el caudal descargado para riego, Figuras 23.3 y 23.4.



**Figura 23.3.-** Entrada del túnel durante la etapa de desviación.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



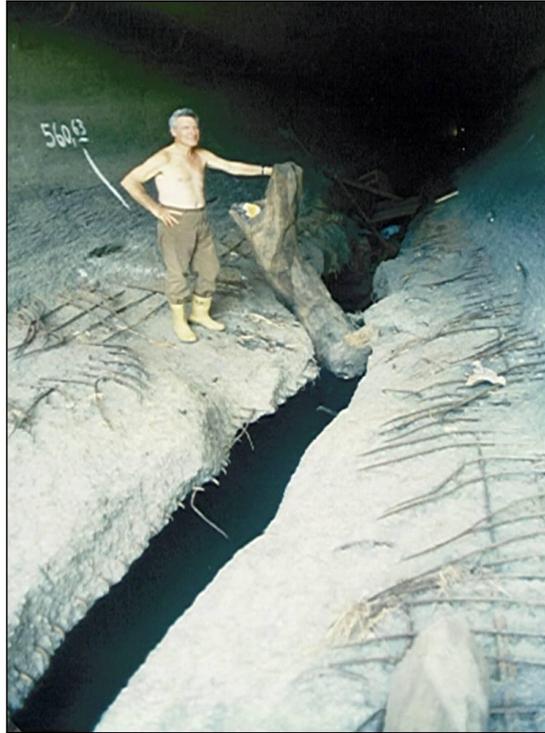
**Figura 23.4.-** Disipador de energía del túnel principal durante la etapa de desviación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El sistema de túneles, que estaba diseñado para desviar el caudal del Río Motatán durante aproximadamente 3 años, terminó cumpliendo esta función por 20 años, durante los cuales pasaron por su interior millones de toneladas de arena, grava y peñones, como transporte sólido de fondo del río.

Las soleras de concreto armado, tanto del túnel principal como del secundario, fueron seriamente dañadas por el efecto abrasivo de los sedimentos de fondo arrastrados por el flujo. Los daños alcanzaron su magnitud máxima en el tramo del túnel principal situado aguas abajo de la cámara de compuertas, debido a que en él la pendiente se incrementa, produciendo una aceleración del flujo. El túnel principal tiene un espesor de concreto armado de 70 cm, el cual desapareció completamente en la solera, Figura 23.5. El acero de refuerzo del concreto fue cortado íntegramente por la abrasión, quedando los extremos de las barras doblados hacia aguas abajo y afilados como verdaderas puntas de lanzas, Figura 23.6.

Los daños por abrasión no se limitaron a la destrucción del concreto de la solera del túnel. Debajo del concreto se formó una cárcava o zanjón longitudinal en la roca subyacente, formada por estratos alternados de lutitas y areniscas, que alcanzó una profundidad de 3 metros aproximadamente, en dicha roca, Figura 23.5.

En el túnel secundario los daños fueron del mismo tipo pero menores, por estar su fondo 1,5 m por encima de la solera del túnel principal, lo que hacía que operara con menos frecuencia, solamente durante la ocurrencia de crecientes, Figura 23.7.



**Figura 23.5.-** Erosión en el tramo de mayor pendiente del túnel principal.  
La erosión alcanzó una profundidad de 3 m en la roca de fundación.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 23.6.-** Acero de refuerzo cortado por el efecto abrasivo de los sedimentos.  
Los extremos de las barras están afilados como puntas de lanzas.  
(Cortesía del Sr. Mario Massaro).



**Figura 23.7.-** Erosión en la solera del túnel secundario.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Aguas abajo de los portales de salida de ambos túneles la abrasión cortó completamente las losas de fondo de los dos rápidos y las de los dos disipadores de energía, Figura 23.8.



**Figura 23.8.-** Losa de fondo del rápido del disipador de energía del túnel principal, cortada por la abrasión. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La parte final del túnel secundario era en realidad un conducto enterrado, construido a cielo abierto. En esta zona se formó una gran socavación bajo dicho conducto, causada por el agua que fluía a través de la rotura longitudinal de su fondo, siendo posible caminar bajo esta estructura. Por el efecto de la socavación el conducto quedó durante varios años funcionando como una viga apoyada en sus extremos, Figura 23.9.



**Figura 23.9.-** Falso túnel (conducto) secundario, totalmente socavado.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### **Reparación de los Daños.**

A principios de 1992 los daños eran tan graves que se temía un colapso total, inminente, de ambos túneles, por lo que se decidió que la desviación del Río Motatán no podía continuar. Se procedió entonces a la ejecución de las obras necesarias para cerrar la desviación, transformar los túneles en obra de toma y poner en funcionamiento la Primera Etapa del embalse.

Se colocó una compuerta temporal tipo tablero (stop-logs) en la entrada del túnel y al quedar el flujo cortado se pudo entrar por primera vez en 20 años, inspeccionar ambos túneles y constatar los graves daños producidos por el efecto abrasivo del arrastre sólido de fondo. A mediados de 1992 se dio inicio a los trabajos de reparación y de transformación de los túneles en toma, mediante la instalación de dos compuertas y sus equipos accesorios en la cámara construida previamente para esa finalidad en el túnel principal.

Las superficies desgastadas del concreto, la roca y el acero de refuerzo fueron limpiadas y libradas de los fragmentos sueltos, óxido, barro, etc. Las cavidades bajo los túneles se rellenaron con concreto masivo. Seguidamente se colocó una malla de acero de refuerzo superficial, soldada a los extremos de las barras del acero de refuerzo existentes y se vació concreto estructural hasta reconstruir la forma original de las soleras de ambos

túneles. Los daños producidos en los hastiales fueron reparados utilizando concreto proyectado reforzado con fibras de acero, Figura 23.10.



**Figura 23.10.-** Túnel principal reparado.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

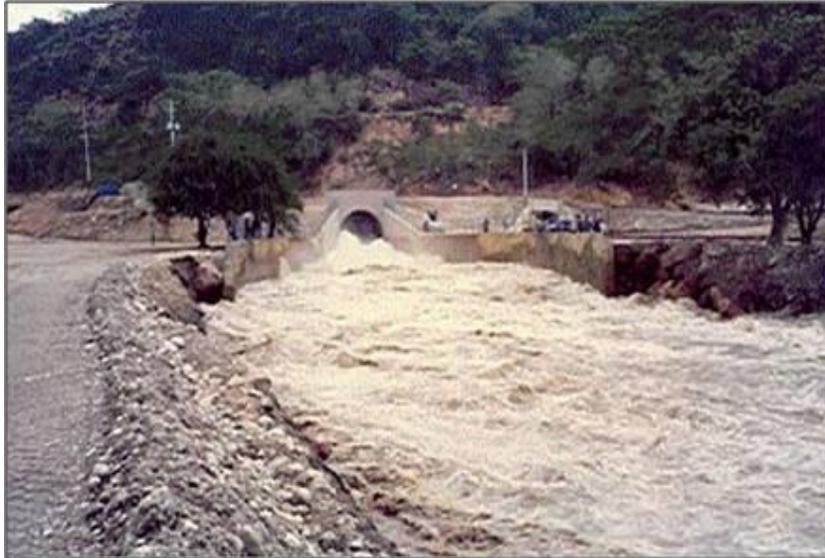
El dissipador de energía del túnel secundario fue parcialmente demolido y enterrado, para construir el acceso a la cámara de compuertas del túnel principal, Figura 23.11. En el extremo aguas arriba de este túnel se construyó un tapón de concreto para su clausura definitiva.



**Figura 23.11.-** Túnel secundario transformado en acceso a la cámara de compuertas de la toma. El dissipador de energía ha sido parcialmente demolido y se encuentra enterrado bajo la carretera. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El disipador de energía del túnel principal fue reparado y en la actualidad opera como obra de toma para riego, Figura 23.12.

Una vez instaladas las compuertas en la cámara del túnel principal, estas fueron cerradas, llenándose así el tramo inicial del túnel con el agua del embalse, por lo que las presiones quedaron equilibradas en ambas caras de la compuerta tipo tablero colocada en su entrada, lo que permitió extraerla con facilidad.



**Figura 23.12.-** Disipador de energía de la toma para riego, una vez reparado, durante la ejecución de una prueba de funcionamiento con el caudal máximo. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### **Comentario Final.**

Tal como se ha indicado, de acuerdo a las previsiones hechas cuando se decidió poner en operación la llamada Primera Etapa del embalse, se estableció que la misma tendría un carácter provisional, y por lo tanto una vida útil corta, ya que se había planificado que poco tiempo después se iniciaría la construcción de la presa definitiva (Segunda Etapa). La Primera Etapa de la obra entró en funcionamiento en 1993, en consecuencia, actualmente (2016) tiene aproximadamente 23 años en operación, sin que se haya construido la presa definitiva. Por lo tanto, difícilmente se puede considerar esta obra como provisional, con una vida útil corta.

En el año 1995, utilizando un modelo que simula la evolución de la sedimentación en el embalse, se llegó a la conclusión de que para la fecha actual, éste ya debería haber perdido la mayor parte de su capacidad de almacenamiento útil. El resultado obtenido ha sido confirmado por una batimetría hecha recientemente.

De acuerdo a lo anterior, la Primera Etapa del Embalse Agua Viva está a punto de perderse debido a la sedimentación, por lo que resulta imperativo proceder a la ejecución

de la Segunda Etapa, cuyas características principales, tales como aparecen en el proyecto hecho por el MOP en 1967, son las siguientes.

- Propósitos:** Irrigación de 45.000 ha, control de inundaciones, generación hidroeléctrica, recreación.
- Embalse:** Nivel de aguas normales: 266,65 msnm.  
Capacidad:  $1.728 \times 10^6 \text{ m}^3$ .  
Área inundada: 8.900 ha.
- Presa:** Tipo: De tierra zonificada.  
Cota de la cresta: 272,00 msnm.  
Altura: 70 m.  
Longitud de la cresta: 498 m.
- Aliviadero:** Tipo: Frontal, recto, controlado por dos compuertas radiales.  
Ubicación: Estribo izquierdo.  
Longitud de la cresta: 20 m.  
Caudal de diseño:  $530 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Central:** Potencia nominal: 30 Mw.  
Producción energética media anual: 140 GWh.

Aún sin tomar en cuenta la sedimentación que ha tenido lugar en el Embalse Agua Viva, resulta evidente que un río de la importancia del Motatán, cuya producción hídrica media anual es de  $1.104 \times 10^6 \text{ m}^3$ , aproximadamente, no puede ser regulado mediante un embalse cuya capacidad inicial era de tan solo  $156,4 \times 10^6 \text{ m}^3$  (Primera Etapa), es decir, el 14% de la producción de la cuenca.

### REFERENCIAS

- 1.- Proyecto Obras de Embalse Agua Viva – Aliviadero – Presa y Toma.  
MOP, Dirección de Obras Hidráulicas, Caracas, Julio 1967.
- 2.- Koschewnikow, A. – Suárez Villar, L.M.  
Memoria Técnica de la Toma de la Presa Agua Viva.  
MOP, Dirección de Obras Hidráulicas, Caracas, Enero 1971.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Embalse Agua Viva, Edo. Trujillo. Acciones a Tomar Para la Puesta en Operación de la Obra.  
MARNR, Caracas, Mayo 1984.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo. Visita Efectuada el 29 de Abril de 1987.  
MARNR, Caracas, Mayo 1987.
- 5.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo. Visita Efectuada el 15 de Noviembre de 1987.  
MARNR, Caracas, Noviembre 1987.
- 6.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Cierre del Desvío. Presa Agua Viva, Edo. Trujillo.  
MARNR, Caracas, Marzo 1988.
- 7.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo. Visita Efectuada el 17 de Octubre de 1989.  
MARNR, Caracas, Octubre 1989.
- 8.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse Agua Viva. Inspección de los Túneles de desviación.  
MARNR, Caracas, Febrero 1990.
- 9.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Obras de Embalse Agua Viva, Edo. Trujillo. Trabajos de Reparación del Túnel Principal Aguas Abajo de la Cámara de Compuertas.  
MARNR, Caracas, Junio 1992.
- 10.- Suárez Villar, L.M.  
Estudio de la Dinámica de la Sedimentación del Embalse Agua Viva, Río Motatán, Estado Trujillo.  
Empresa Regional Sistema Hidráulico Trujillano, Octubre 1995.



## CAPÍTULO 24 – EMBALSE ING. LUCIANO KAMBO (LAGARTIJO)

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Lagartijo, a 4 km de San Francisco de Yare, Estado Miranda.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable a la ciudad de Caracas.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 189,75 msnm. Capacidad a nivel normal: $80 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada a nivel normal: 451 ha.
<b>Presas:</b>	El embalse está constituido por la Presa Principal y las presas auxiliares Los Lavanderos, Alto Mamonal y La Juana. A su vez la presa Los Lavanderos está formada por dos diques contiguos: Lavanderos N°1 y Lavanderos N°2.
<b>Presa Principal:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Altura: 59,65 m. Longitud de la cresta: 172,5 m. Cota de la cresta: 194,65 msnm.
<b>Lavanderos N°1:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Altura: 35,15 m. Longitud de la cresta: 262,5 m. Cota de la cresta: 194,65 msnm.
<b>Lavanderos N°2:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Altura: 24,65 m. Longitud de la cresta: 135,5 m. Cota de la cresta: 194,65 msnm.
<b>La Juana:</b>	Tipo: De tierra homogénea. Altura: 6 m. Longitud de la cresta: 115 m. Cota de la cresta: 193,50 msnm.
<b>Alto Mamonal:</b>	Tipo: De tierra homogénea. Altura: 3 m. Longitud de la cresta: 129 m. Cota de la cresta: 193,50 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Frontal de cimacio recto y descarga libre, con dissipador de energía de resalto hidráulico. Longitud de cresta: 20 m. Cota de la cresta: 189,75 msnm.

Caudal máximo: 1.200 m<sup>3</sup>/s.

**Toma:** Tipo: Torre-toma sumergida, con un solo nivel de captación y túnel por el estribo izquierdo de la Presa Principal.  
Diámetro del conducto: 2,5 m.

### **Cronología y Problemas en las Presas Los Lavanderos.**

El embalse Lagartijo fue construido entre los años de 1960 y 1962 con el propósito fundamental de abastecer de agua potable a la Zona Metropolitana de Caracas. Las obras que forman el embalse constan, además de la presa principal ubicada sobre el cauce del Río Lagartijo, de varias presas auxiliares de cierre del vaso de almacenamiento, situadas en filas divisorias, denominadas: Los Lavanderos, La Juana y Alto Mamonal.

La Presa Los Lavanderos está compuesta por dos partes separadas (no totalmente) por un cerro intermedio. La presa aledaña al aliviadero se identifica como N°1 y la más alejada de éste como N°2, Figura 24.1.



**Figura 24.1.-** Vista de las presas Lavanderos N°1 y N°2.  
(Cortesía del MARNR).

En el talud aguas arriba de la presa Los Lavanderos N°2 se habían venido observando síntomas de inestabilidad desde 1990. Estos síntomas consistían en la presencia de un escalón visible en la parte media-superior del enrocado, a unos 25 m de distancia (a lo largo del talud) del borde aguas arriba de la cresta de la presa, junto con una

protuberancia o abultamiento hacia la parte inferior del talud, visible solo cuando el embalse se encontraba con niveles de operación bajos.

En el mes de abril de 1993 ocurrió un deslizamiento de grandes proporciones que comprometió seriamente la estabilidad de esta obra. Una gran masa del terraplén de la Presa N°2 se deslizó siguiendo un patrón aproximadamente circular, típico de las fallas de los suelos arcillosos saturados, Figuras 24.2, 24.3, 24.4 y 24.5.

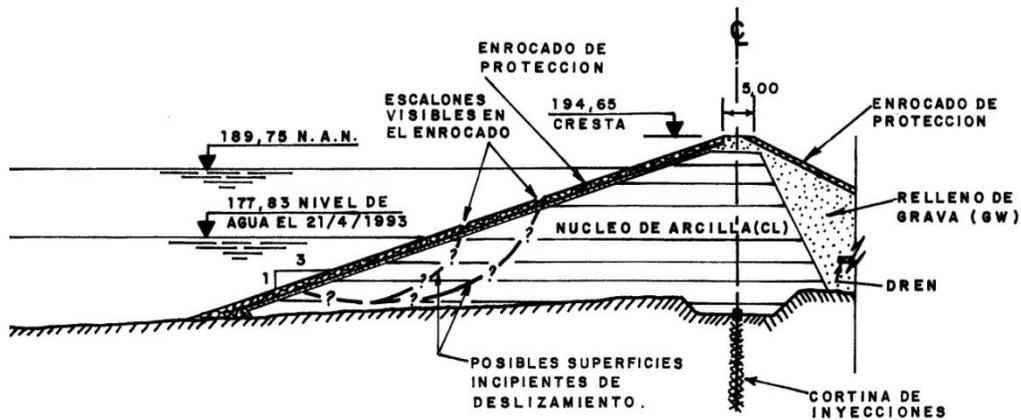


Figura 24.2.- Sección transversal del deslizamiento en la Presa Los Lavanderos N°2.



Figura 24.3.- Vista desde aguas arriba de las presa Los Lavanderos. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 24.4.-** Deslizamiento en la Presa Los Lavaderos N°2.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 24.5.-** Detalle de la escarpa del deslizamiento en la Presa Los Lavaderos N°2, en su fase inicial. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La Presa N°2 es zonificada, sin embargo, la mayor parte de su sección transversal está constituida por una arcilla de baja plasticidad, protegida en su talud aguas arriba por un enrocado de cantera de 75 cm de espesor, colocado sobre una capa base de 25 cm, formada por grava de río (Figura 24.2). Este talud tenía una pendiente 3:1. Posteriormente, como resultado de los ensayos de laboratorio y de los análisis de estabilidad efectuados para la reparación de la obra, se comprobó que dicha pendiente

tenía un valor límite respecto a la estabilidad del espaldón al tener lugar un descenso rápido del nivel del embalse.

En la Presa No.1 también se observaron indicios de un deslizamiento incipiente, manifestado por dos escalones visibles en el enrocado de protección del talud aguas arriba, pero el deslizamiento masivo no llegó a producirse como en el caso de la Presa N°2, Figura 24.3.

Con el transcurso de los años el Embalse Lagartijo se ha venido utilizado de una manera cada vez más intensiva para el abastecimiento de agua de la Zona Metropolitana de Caracas. Prácticamente, todos los años el embalse se llena en el transcurso de la época de invierno y se vacía casi totalmente al final del verano. Esta forma de operación ha originado vaciados cada vez más rápidos, el último de los cuales fue la causa de la falla masiva de la Presa N°2.

Cuando una presa como ésta, formada principalmente por arcilla, alcanza su condición de saturación final (tal como ha debido suceder en Los Lavaderos después de más de 30 años de operación), y se produce un vaciado rápido, la baja permeabilidad del material hace que el agua intersticial existente en sus poros no pueda drenar a la misma velocidad a la que desciende en nivel del embalse, lo que origina un desequilibrio entre las presiones que actúan en el terraplén. Antes del vaciado rápido la presión del agua en los poros, que tiende a separar las partículas sólidas e inducir el deslizamiento, estaba compensada por la presión hidrostática del embalse, opuesta al mismo, manteniéndose así la estabilidad del talud aguas arriba. Pero al ocurrir el vaciado rápido del almacenamiento, esta última presión desapareció, mientras que la primera permaneció, produciéndose así el deslizamiento del talud. No cabe duda de que la falla del espaldón fue originada por el mecanismo descrito, constituyendo éste un caso típico de deslizamiento del talud aguas arriba de la presa causado por el vaciado rápido del embalse.

El problema revistió mayor importancia en la Presa N°2, donde la escarpa de la falla presentaba un desplazamiento vertical de varios metros y comprometía una gran parte de la superficie total del talud aguas arriba. Tal como se ha indicado, en la Presa N°1 no llegó a producirse un deslizamiento masivo como el ocurrido en la Presa N°2, pero en su talud de aguas arriba se observaron escalones en el enrocado que evidenciaban el inicio de un proceso de falla similar al descrito, Figura 24.3.

El mecanismo de falla de los taludes, en casos como éste, suele ser de tipo progresivo. En efecto, una vez ocurrido el primer deslizamiento, queda en la parte superior de la superficie de falla una escarpa casi vertical que es inestable, Figura 24.5. Esto ocasiona que posteriormente se produzca un segundo deslizamiento en esta zona, tangente al primero en su parte inferior; más adelante tiene lugar un tercer deslizamiento, y así sucesivamente hasta afectar la cresta de la presa. Los deslizamientos sucesivos tienden a alcanzar una pendiente final estable, pero a costa del debilitamiento estructural del terraplén y eventualmente, de la pérdida de parte o la totalidad de su borde libre.

Para estabilizar ambas presas fue necesario construir, adosados a sus taludes de aguas arriba, sendos espaldones de enrocado permeable de cantera, de drenaje libre, estables ante los vaciados rápidos a los cuales está sujeto el embalse.

Los trabajos de reparación de las presas tuvieron que hacerse en condiciones muy adversas, debido a las circunstancias siguientes:

- Este embalse no tiene descarga de fondo, válvulas de descarga, ni ningún otro medio que permita su vaciado en situaciones de emergencia como la ocurrida en 1993. La única manera posible de controlar el nivel del embalse consistió en intensificar al máximo el bombeo de agua hacia la Zona Metropolitana de Caracas, priorizando su utilización en el abastecimiento urbano, respecto a otras fuentes.
- Las labores de reparación tuvieron que hacerse en plena época de lluvias, lo que además de dificultarlas a causa de las precipitaciones sobre el área de trabajo, también constituyó una amenaza constante de inundación de las mismas a causa de la tendencia persistente del embalse a subir de nivel como producto de las múltiples crecientes del Río Lagartijo, las cuales son usuales en esa época del año. Para agravar aún más la situación, el 8 de agosto ocurrió un evento hidrometeorológico muy poco frecuente en la zona central del país, como fue la tormenta tropical Bret.
- Otro elemento de complicación fue que los préstamos de grava existentes en las márgenes del Río Tuy, cerca de las presas, que fueron utilizados, previa compra de los terrenos, por el desaparecido INOS, cuando se construyó la obra en la década de los años 1960, y que podían haber sido de gran utilidad para su uso en los trabajos de emergencia requeridos, estaban ocupados por areneras que solo permitían extraer estos materiales previo pago de un elevado precio por metro cúbico, lo que hizo antieconómica esta alternativa. Se planteó la posibilidad de iniciar acciones judiciales para recuperar la propiedad de éstas zonas de préstamo, pero se desistió de ello ya que el proceso tomaría un tiempo impredecible del que no se disponía por la situación de emergencia de la obra.

Afortunadamente, la antigua cantera de La Samada, utilizada en la época de la construcción de la obra para la obtención de los enrocados de protección de los taludes de las presas, la cual está situada muy cerca de Los Lavanderos, no había sido ocupada y pudo ser utilizada sin inconvenientes para la obtención de toda la roca necesaria para la ejecución de los trabajos de estabilización.

Para poder construir los espaldones estabilizantes, además de intensificar al máximo el bombeo de agua hacia Caracas, fue necesario hacer dos ataguías de tierra, para mantener seca el área de fundación de los enrocados, Figura 24.6.

En el caso de la Presa N°2, debido al deslizamiento en masa, fue necesario excavar todo el material derrumbado, cortando el espaldón de aguas arriba mediante un talud con pendiente 1,5:1. Para fundar el nuevo espaldón de enrocado en el terreno, se excavó el área de apoyo del mismo, hasta encontrar una roca meteorizada dura, Figura 24.7.



**Figura 24.6.-** Ataguías de tierra, para mantener en seco el área de construcción de los espaldones de enrocado. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 24.7.-** Excavación protegida por las ataguías, para la construcción del espaldón de enrocado en la Presa N°2,. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En el caso de la Presa N°1 no fue necesario excavar el talud para construir el enrocado estabilizante, ya que éste fue colocado apoyándolo directamente contra el enrocado existente sobre dicho talud.

Por las circunstancias descritas anteriormente los trabajos tuvieron que ser efectuados en una carrera contrarreloj (Figura 24.8), pero a pesar de los obstáculos encontrados, a principios de octubre de 1993 se lograron culminar satisfactoriamente las obras de reparación y estabilización de las dos presas (Figura 24.9), y el Embalse Lagartijo recuperó su operación normal, Figura 24.10.



**Figura 24.8.-** Construcción del espaldón de enrocado en la Presa N°2, con el nivel del embalse subiendo constantemente. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 24.9.-** Espaldones de enrocado terminados en Octubre de 1993. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 24.10.-** Embalse en operación normal, con las obras de estabilización concluidas.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### REFERENCIAS

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Emergencia Para la Estabilización de la Presa Los Lavanderos, Embalse  
Lagartijo, Edo. Miranda.  
HIDROCAPITAL, Caracas, Octubre 1993.

## **CAPÍTULO 25 – EMBALSE ING. CARPÓFORO OLIVARES (PAO LA Balsa)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Pao, en el sitio denominado La Balsa, Estado Cojedes.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable a la región central del país, a través del Acueducto Regional del Centro.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 131,00 msnm. Volumen: $350 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 5.100 ha. Caudal regulado: $9,8 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, homogénea. Altura máxima: 27 m. Longitud de la cresta: 250 m. Cota de la cresta: 135,00 msnm. Ancho de la cresta: 6 m. Pendiente del talud aguas arriba: 3,5:1. Pendiente del talud aguas abajo: 3:1.
<b>Toma:</b>	Tipo: Conducto doble enterrado bajo la presa. Torre-toma. Ubicación: Contacto de la presa con el estribo izquierdo. Diámetro de ambos conductos: 2,00 m. Longitud de los conductos: 195,14 m. Caudal máximo (Desc. de fondo): $60 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal rectangular de concreto, con vertedero recto, frontal, de descarga libre. Ubicación: Contacto de la presa con el estribo derecho. Ancho: 15 m. Cota del vertedero: 131,00 msnm. Caudal de diseño: $60 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### **Cronología y Problemas en la Presa.**

El embalse Pao La Balsa fue puesto en servicio a finales de 1978, con el propósito de abastecer de agua potable a la región central del país a través del Acueducto Regional del Centro, Figura 25.1.

La presa es un terraplén de tierra, homogéneo, constituido por arcilla de baja plasticidad. Las filtraciones a través del cuerpo de la presa son captadas por un dren tipo "L", consistente en una mezcla de arena limpia permeable y grava fina, construido de estribo a estribo, por lo que también cumple la función de captar eventuales filtraciones en la roca de las laderas, Figura 25.2. La parte horizontal del dren descarga el caudal al pie del talud

aguas abajo de la presa. Para proteger la salida del dren se construyó un enrocado permeable, en forma de una berma de 3 m de ancho, a la cota 114,00 msnm. La protección contra la erosión del talud aguas arriba de la presa consiste en una losa monolítica de concreto armado de 10 cm de espesor. El talud aguas abajo está protegido por medio de pastos sembrados en una capa de tierra vegetal.

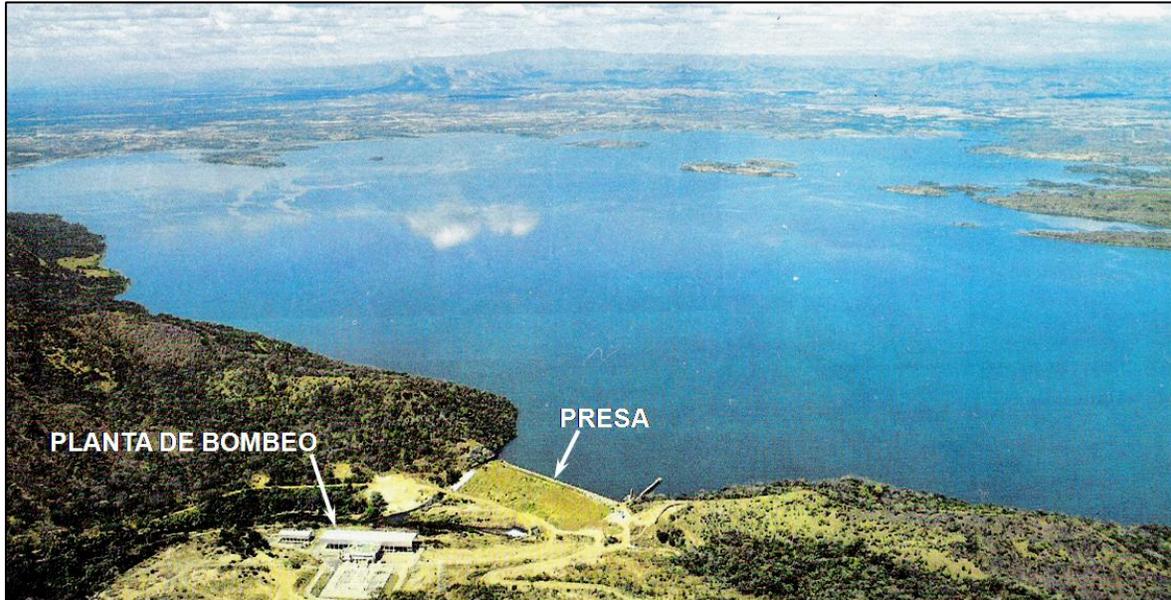


Figura 25.1.- Vista de conjunto. (Cortesía del MARNR).

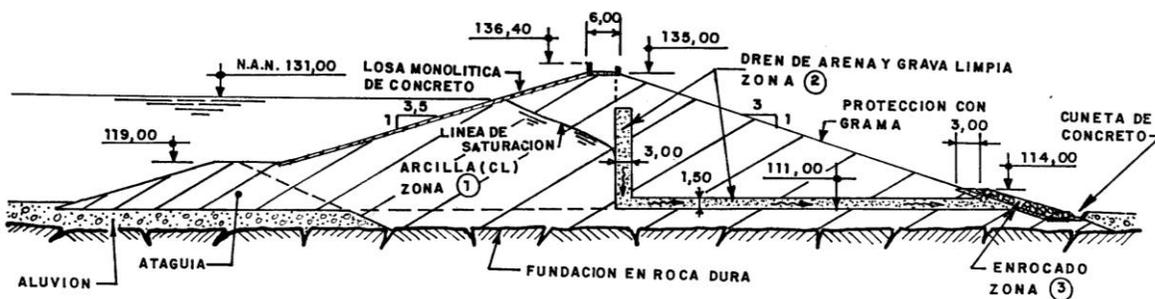
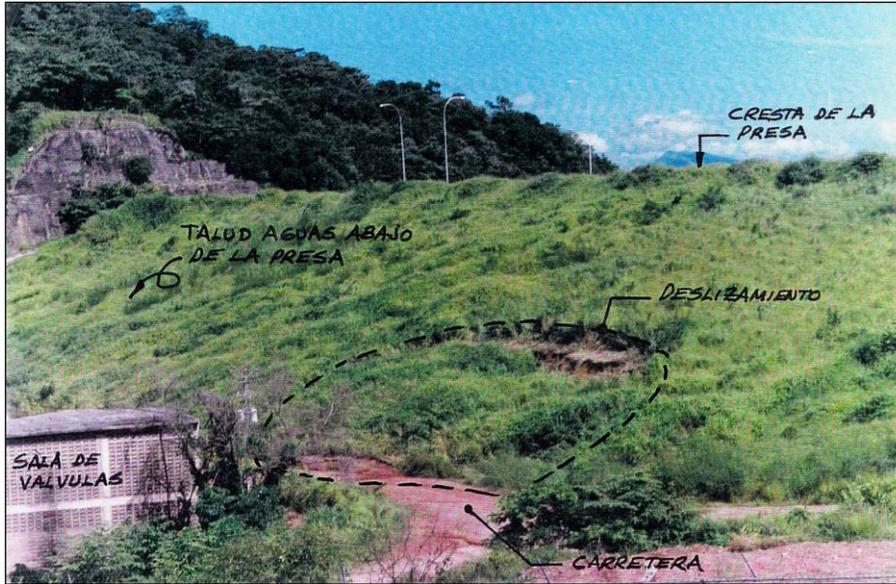


Figura 25.2.- Sección transversal de la presa.

El domingo 11 de agosto de 1996, es decir, después de aproximadamente 18 años de construida la obra, se produjo un deslizamiento en la parte inferior del talud aguas abajo de la presa, hacia la parte central – izquierda de la misma, Figuras 25.3 y 25.4. El deslizamiento tenía forma de cascarón circular, típico de las arcillas saturadas. La escarpa de falla en la parte superior del deslizamiento presentaba un escalón de 1,5 m de altura, que posteriormente se fue incrementando. El deslizamiento comprendió una longitud de aproximadamente 40 m en el sentido paralelo al eje de la presa, y afectó al talud hasta

una altura de 7 m. En la parte inferior de la masa deslizada se observaron filtraciones de agua, estimadas en aproximadamente 1 Ips, Figura 25.5.



**Figura 25.3.-** Vista general del deslizamiento.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 25.4.-** Vista del deslizamiento después de despejada la vegetación.  
En la parte inferior, izquierda de la foto se observa la carretera de acceso a la Estación de Bombeo N°1. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 25.5.-** Filtraciones aflorando en la parte inferior del deslizamiento. Obsérvese la carretera construida al pie de la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Después de efectuar investigaciones consistentes en la realización de inspecciones de campo, revisión de la documentación del proyecto, y en el examen de fotografías tomadas durante la construcción y primeros años de operación, se establecieron dos posibles causas del deslizamiento, las cuales se describe a continuación.

#### **Primera Posible Causa del Deslizamiento.**

Durante la realización de las inspecciones de la obra, no fue encontrado el espaldón de enrocado (Zona 3), con la berma de 3 m de ancho, a cota 114 msnm, proyectado para proteger la salida del sistema de drenaje interno de la presa (Figura 25.2), que debería estar al pie del talud aguas abajo.

Cuando ocurrió el deslizamiento, el talud aguas abajo estaba completamente cubierto por vegetación con una altura que superaba a veces los dos metros, lo que hacía difícil cualquier investigación, Figura 25.3. Se procedió a limpiar la superficie del talud, observándose que el mismo estaba formado en toda su extensión por suelos, sin presencia de roca alguna, Figura 25.4. Un espaldón de roca con una berma horizontal de 3 m de ancho, en la parte inferior del talud (Figura 25.2), debería ser fácilmente visible en el sitio, lo cual no ocurrió.

La investigación basada en el testimonio de diferentes personas de la zona y en la revisión de fotografías de la obra, tomadas en diferentes épocas, permitió determinar que algunos años antes de producirse el deslizamiento, cuando se construyó la Estación de Bombeo N°1 del Acueducto Regional del Centro, ubicada aguas abajo de la presa, en la margen izquierda del río Pao (Figura 24.1), también se construyó la carretera de acceso a dicha estación, adosando un terraplén a la parte inferior del talud aguas abajo de la presa, en forma paralela a su cresta, tal como se ve en las Figuras 25.3, 25.4 y 25.5.

El terraplén de la carretera se hizo utilizando arcilla impermeable, que cubrió completamente el enrocado colocado a la salida del dren horizontal (Zona 3), imposibilitando así la descarga de las filtraciones de la presa y las de los estribos. La presencia de la parte final del dren horizontal y del enrocado de protección en su salida, enterrados bajo la carretera, fue comprobada mediante la excavación de zanjas con una retroexcavadora, Figura 25.6. Estas zanjas permitieron observar que el dren se encontraba en buenas condiciones. Al retirar con la pala de la retroexcavadora la arcilla que cubría la arena del dren, comenzó inmediatamente a brotar agua. El enrocado se encontró completamente embebido en una matriz arcillosa, producto de la penetración de este material en los vacíos del pedraplén, lo que configuró un conjunto totalmente impermeable que imposibilitaba el drenaje.



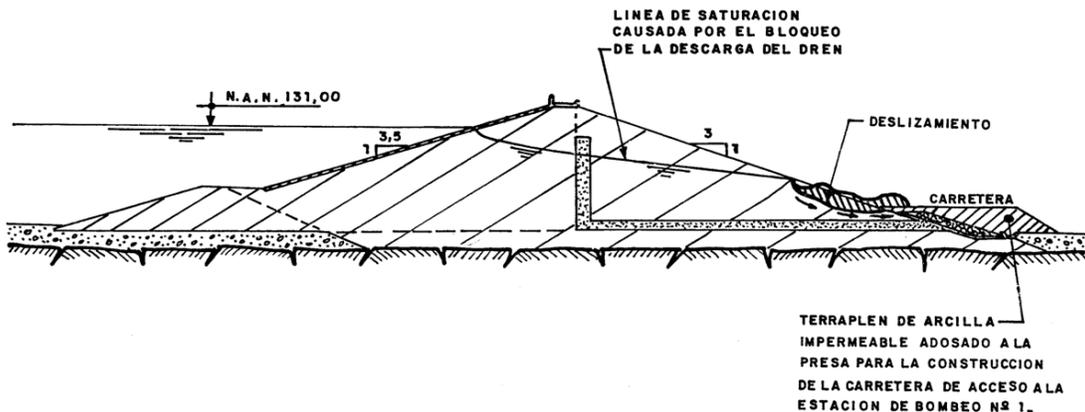
**Figura 25.6.-** A la izquierda: momento en que se descubre el dren horizontal de la presa enterrado bajo el terraplén de arcilla impermeable de la carretera. A la derecha: inmediatamente después de descubierto el dren de arena comienza a brotar el flujo de las filtraciones. (Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

De acuerdo a la investigación efectuada, se determinó que un posible mecanismo causante del deslizamiento en el talud aguas abajo de la presa, podría haber sido el siguiente.

- Desde el momento en que se llenó por primera vez el embalse comenzó la propagación de la saturación a través del terraplén de arcilla, proceso sumamente lento que normalmente toma muchos años hasta alcanzar los drenes, debido a la baja permeabilidad de la arcilla constitutiva de la presa.
- Una vez que las filtraciones alcanzaron los drenes internos, se estableció un régimen de flujo dentro de la presa, ajustado a las variaciones estacionales de los niveles del embalse. El caudal captado por el sistema de drenaje interno del terraplén era

descargado en la parte inferior del talud aguas abajo, a través del enrocado de protección (Zona 3). De esta manera la presa funcionó sin inconvenientes durante 18 años. La línea de saturación se mantenía en la forma indicada esquemáticamente en la Figura 25.2, siendo captada por el dren vertical, y el espaldón aguas abajo de la presa permanecía libre de saturación, sin presiones de poro, en forma estable, tal como fue previsto en el proyecto de la obra.

- Al construirse la carretera al pie de la presa, el pequeño caudal de las filtraciones no encontró salida, comenzando entonces un lento proceso de remanso de la línea de saturación dentro del terraplén, hasta alcanzar una altura como la indicada esquemáticamente en la Figura 25.7, que originó una presión de poro importante dentro del espaldón y la consiguiente reducción de la resistencia al corte de la arcilla por saturación, hasta alcanzarse valores críticos que causaron el deslizamiento del domingo 11/08/1996.



**Figura 25.7.-** El terraplén impermeable de la carretera adosada al pie de la presa, modificó la línea de saturación, originando el deslizamiento.

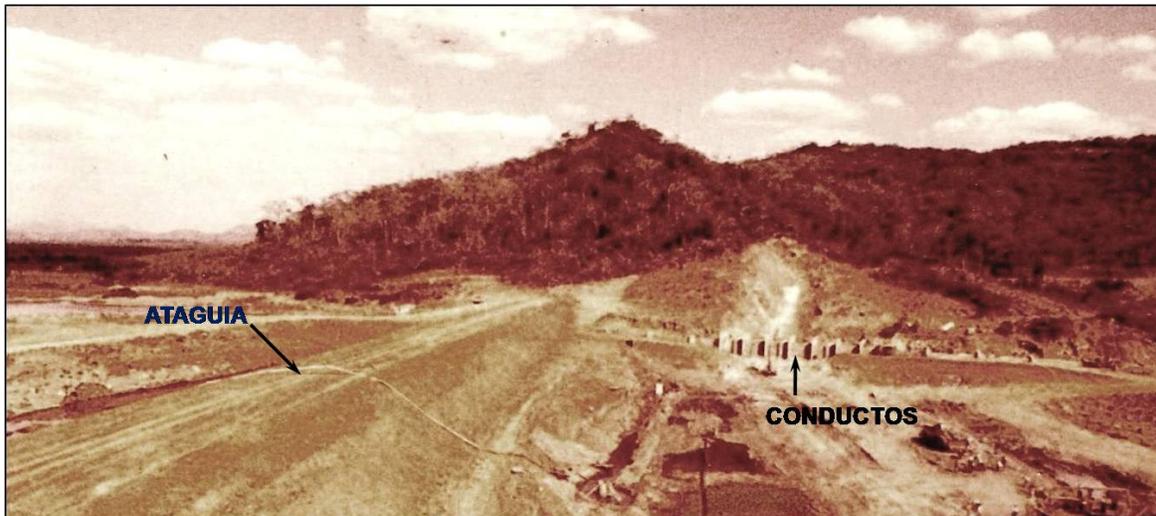
Una presa como ésta, fundada totalmente sobre roca dura, construida con arcilla de baja plasticidad compactada, dotada de un sistema de drenaje interno, y con un talud con pendiente 3:1 aguas abajo, no podría presentar un deslizamiento como el ocurrido, si dicho drenaje hubiera funcionado adecuadamente.

Para solucionar este inconveniente se excavaron varias zanjas en el pie aguas abajo de la presa, perpendiculares al eje de la obra, hasta interceptar el dren de arena bajo la carretera. Las zanjas se rellenaron con arena permeable, similar a la utilizada en la construcción de los drenes de la presa. La parte superior de las zanjas fue rellenada con arcilla compactada para proteger la arena. Las salidas del sistema de drenaje interno de la presa fueron llevadas hasta la margen derecha del cauce del Río Pao, donde cada una de ellas descarga las filtraciones a través de un enrocado de protección. Esta solución se adoptó para no tener que eliminar la carretera, la cual es importante en la actualidad por ser la única vía de acceso a la estación de bombeo.

Es evidente que los inconvenientes ocurridos en esta presa se debieron a la falta de supervisión y de coordinación entre diferentes organismos ejecutores de obras públicas. El ente constructor de la carretera nunca debió hacer dicha obra sin consultar al propietario de la presa, y éste no debió permitirlo sin la adopción de las medidas necesarias para evitar los inconvenientes presentados. Por lo tanto este es un caso en el que por causas banales se puso en peligro la seguridad de una obra que durante 18 años se comportó satisfactoriamente, y que es de vital importancia para el abastecimiento de agua potable de la región central del país.

### **Segunda Posible Causa del Deslizamiento.**

Esta obra dispone de dos conductos enterrados bajo el terraplén, ubicados en el contacto de éste con el estribo izquierdo. Dichos conductos fueron utilizados inicialmente para desviar el flujo durante la construcción de la presa, Figura 25.8.

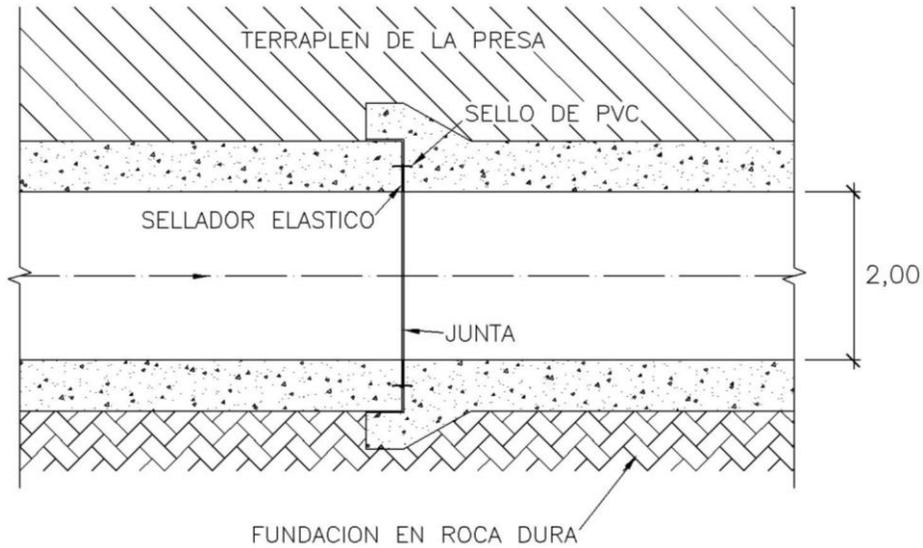


**Figura 25.8.-** Conducto doble de concreto armado, utilizado para la desviación del flujo durante la construcción de la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

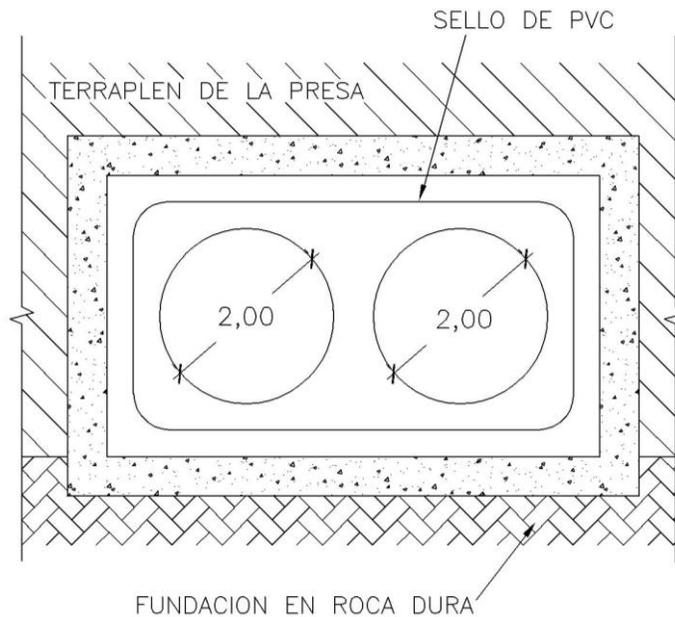
Ambos conductos tienen diámetros de 2 m, son de concreto armado y fueron vaciados en sitio, directamente sobre la roca dura de la fundación. Una vez finalizada la etapa de desviación, el conducto ubicado hacia el estribo izquierdo, en cuya entrada se construyó la torre-toma, pasó a ser utilizado como obra de captación para el abastecimiento urbano, por medio de la estación de bombeo ubicada aguas abajo de la presa. El otro conducto se transformó en la descarga de fondo del embalse.

Los conductos están formados por tramos de unos 10 m de longitud, unidos entre sí por medio de juntas articulada tipo campana y espiga, tal como se indica esquemáticamente en las Figuras 25.9 y 25.10. De acuerdo al proyecto, estas juntas llevan un sello de PVC que rodea ambos conductos y un relleno formado por un sellador elástico.

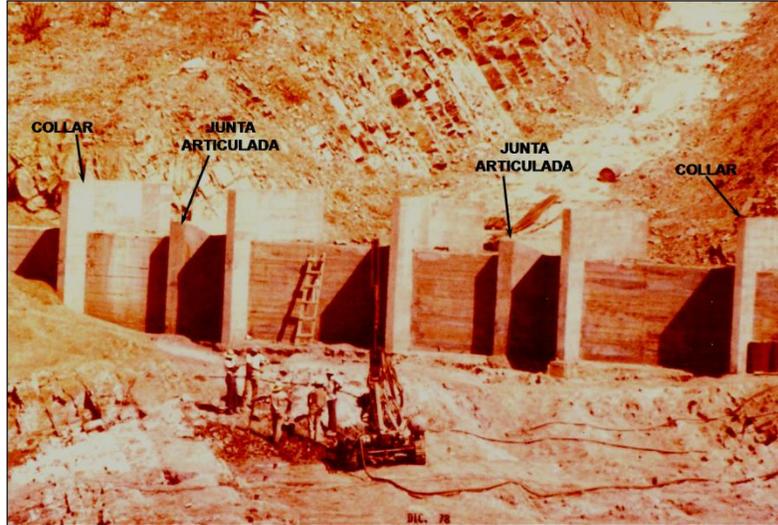
La Figura 25.11 muestra un detalle de los conductos, fundados sobre roca dura, en el que se ven las juntas articuladas, así como los collares que rodean los conductos, cuya función es evitar que las filtraciones a través del terraplén de la presa, tiendan a seguir un patrón preferencial a lo largo de los contornos exteriores de la estructura.



**Figura 25.9.-** Sección longitudinal de uno de los conductos, mostrando las juntas articuladas.



**Figura 25.10.-** Sección transversal de los conductos, por una de las juntas articuladas.



**Figura 25.11.-** Detalle de los conductos en el que se ven las juntas articuladas tipo campana y espiga. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Hace algunos años, aprovechando una parada programada del bombeo hacia el Acueducto Regional del Centro, se hizo una inspección del interior de ambos conductos, durante la cual se observó que no existía sellador elástico relleno las juntas (Figura 25.9). Utilizando una linterna para iluminar la junta desde uno de los conductos, se pudo ver la luz en el otro conducto, lo que indicaba que no había ningún obstáculo interpuesto (sellador elástico), Figura 25.12.



**Figura 25.12.-** Junta entre ambos conductos, desprovista del sellador elástico. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Esta observación hizo pensar en la posibilidad de que el agua del interior de los conductos pudiera estar fugando hacia el terraplén de la presa a través de las juntas articuladas, siendo ésta la eventual causa del deslizamiento que tuvo lugar en el talud aguas abajo de la misma. Sin embargo, durante la inspección de los conductos lo único que se vio es que hay comunicación entre ellos a través de las juntas, pero no se pudo determinar si se producen fugas de agua hacia el terraplén, ya que no es fácil examinar el sello de PVC que rodea ambos conductos (Figura 25.10), el cual, de estar en buenas condiciones, debería evitar dichas fugas.

En conclusión, ante estas interrogantes, lo más recomendable es proceder a sellar todas las juntas articuladas de los conductos, programando para ello una parada del sistema de bombeo.

Este caso viene a ratificar las experiencias obtenidas en otras presas (las cuales se describen en diferentes capítulos del presente libro), que han demostrado que las juntas son, en general, una frecuente causa de problemas en las estructuras hidráulicas. Teniendo en cuenta que los conductos de toma de Pao La Balsa fueron construidos sobre una fundación rocosa sólida e incompresible, hubiera sido preferible hacerlos con una estructura monolítica, sin juntas.

De lo que no hay duda es que la construcción de la carretera adosada al pie aguas abajo de la presa, que obstruyó la salida de su sistema de drenaje interno, ha sido una de las causas, quizás la principal, del deslizamiento.

El material deslizado fue excavado y sustituido por arcilla compactada, restituyendo así en talud original de la presa.

### REFERENCIAS

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Martínez Monró, R.  
Revisión y Adaptación del Proyecto de las Obras de Embalse del Río Pao, Sitio La Balsa, Estado Cojedes. Memoria Descriptiva – Especificaciones – Cantidades de Obra – Planos.  
INOS, Caracas, Septiembre 1975.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Reparación y Drenaje Interno del Talud Aguas Abajo de la Presa Pao La Balsa, Río Pao, Edo. Cojedes.  
MANRN, Caracas, Octubre 1996.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Embalse Pao La Balsa, Río Pao, Edo. Cojedes. Reparación de los Conductos de Toma.  
MANRN, Caracas, Mayo 2002.



## CAPÍTULO 26 – EMBALSE EL CRISTO

---

### Características Principales.

- Ubicación:** Sobre el Río El Cristo, al Noreste de la población de Mirimire, Distrito Acosta del Estado Falcón.
- Propósito:** Abastecimiento de agua potable de Mirimire y otras poblaciones de la zona.
- Embalse:** Nivel de aguas normales: 52,00 msnm.  
Volumen:  $12,80 \times 10^6 \text{ m}^3$ .  
Área inundada: 207 ha.  
Área de la cuenca:  $70 \text{ Km}^2$ .  
Precipitación media anual: 1.200 mm.  
Caudal medio anual:  $0,44 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Presa:** Tipo: Homogénea, de arcilla.  
Cota de la cresta: 55,00 msnm.  
Altura máxima: 22,4 m.  
Longitud de la cresta: 209 m.  
Ancho de la cresta: 6 m.  
Pendiente del talud aguas arriba: 3:1.  
Pendiente del talud aguas abajo: 3:1.
- Aliviadero:** Ubicación: Estribo derecho.  
Tipo: Cajón de concreto enterrado, de sección rectangular, de 3 m de ancho, por 2 m de altura, con un vertedero tipo Creager de 4,25 m de altura en su entrada.  
Cota de la cresta: 52,00 msnm.  
Longitud de la cresta: 3 m.  
Caudal máximo:  $9,23 \text{ m}^3/\text{s}$ .  
Frecuencia de la creciente de diseño: Milenaria.  
Caudal pico de la creciente milenaria (1978):  $210,2 \text{ m}^3/\text{s}$ .  
Cota de aguas máximas: 53,42 msnm.  
Disipador de energía: De resalto hidráulico, Tipo III del USBR.
- Toma:** Tipo: Por bombeo, mediante una balsa situada hacia la parte final del embalse, cerca de la planta de tratamiento.
- Descarga:** La presa no tiene ningún sistema de descarga.

### Cronología y Descripción de las Obras.

El embalse fue construido por el desaparecido INOS y puesto en servicio a principios de la década de los años 1980, con el propósito de abastecer de agua potable a Mirimire y a otras poblaciones de la zona.

La presa estaba formada por un terraplén homogéneo de arcilla de mediana y alta plasticidad, único material de préstamo existente en la zona a distancias económicas. La altura máxima era igual a 22,4 m y la longitud de la cresta 209 m. La presa llevaba un dren tipo "L" de arena en el espaldón aguas abajo, para interceptar y descargar la red de filtraciones a través del terraplén. El talud aguas arriba tenía una pendiente 3:1 y estaba protegido de la erosión mediante un enrocado volcado. El talud de aguas abajo tenía también pendiente 3:1 y estaba protegido de la erosión mediante una capa de suelo vegetal y grama sembrada. Al pié de ambos taludes se construyeron bermas de arcilla para aumentar la estabilidad al deslizamiento.

El aliviadero se encuentra situado en el estribo derecho de la presa y consiste en un cajón de concreto armado, enterrado, con un vertedero tipo Creager de 4,25 m de altura y 3 m de longitud de cresta, ubicado en la entrada del cajón, el cual es de sección rectangular de 3 m de ancho por 2 m de altura, Figura 26.1. El aliviadero descarga aguas abajo de la presa en un dissipador de energía de resalto hidráulico, Tipo III del U.S. Bureau of Reclamation, Figura 26.2.



**Figura 26.1.-** Estructura de entrada del aliviadero.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

En la presa no se construyó ninguna toma ni obra de descarga, por lo que no existe la posibilidad de bajar el nivel del embalse en caso de ocurrir una situación de contingencia. El caudal para el acueducto se capta mediante una balsa situada hacia la parte final del embalse, sobre la cual están las bombas que la envían a la planta de tratamiento.

### **Las Lluvias de 1999 en Venezuela.**

El año 1999 fue trágico para Venezuela. La climatología se ensañó con el país. Las lluvias que tuvieron lugar prácticamente sobre todo el territorio nacional, causaron muerte y

desolación. Las precipitaciones fueron particularmente desastrosas en dos períodos: El primero, durante los meses de marzo y abril, causando daños en la región central del país, principalmente en los alrededores de la ciudad de Barquisimeto, donde se produjo el colapso de varios puentes. El segundo período, más destructivo que el primero, tuvo lugar durante noviembre - diciembre de 1999 y enero de 2000, concentrando sus efectos destructivos sobre los estados Vargas, Miranda y Falcón. Los efectos de las lluvias fueron especialmente catastróficos en el Litoral Central del Estado Vargas, donde los deslaves y flujos detríticos torrenciales destruyeron gran parte de la infraestructura y causaron miles de muertos y heridos. No existe información histórica, evidencia de campo, ni registros de lluvias en el país que haga suponer que alguna vez pudieron ocurrir eventos climáticos como éstos.



**Figura 26.2.-** Estructura terminal y dissipador de energía del aliviadero. Obsérvese que el flujo desborda los muros. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Las crecientes estimadas que tuvieron lugar en varios ríos superaron la frecuencia milenaria y en algunos incluso la máxima probable, según los métodos de cálculo utilizados hace algunas décadas, los cuales, como es sabido, tienden en general a subestimar dichas crecientes.

Durante 1999 se produjo la rotura de tres presas en Venezuela: El Cristo, El Guapo y Játira. Nunca en el país había sucedido algo así. En capítulos siguientes se describen los casos de El Guapo y Játira.

### Desbordamiento y Destrucción de la Presa.

Según información suministrada en el sitio de la obra por funcionarios del MARNR y por los habitantes de la zona, durante la primera y segunda semanas del mes de abril de 1999 tuvieron lugar lluvias excepcionales en el área de Mirimire, producto de una tormenta procedente de la región de Barquisimeto, donde causó el colapso de varios puentes, tal como se indica más arriba. Esta tormenta se desplazó hacia el Estado Falcón, donde se estacionó por varios días, afectando especialmente el área de la cuenca contribuyente a la Presa El Cristo.

El martes 5 de abril de 1999, como consecuencia de las intensas lluvias, se produce una fuerte creciente del Río El Cristo que llena completamente el embalse, comenzando a funcionar el aliviadero el miércoles 6. El nivel del agua embalsada se incrementa constantemente, hasta que el viernes 9, aproximadamente a las 6 pm comienza el desbordamiento de la presa.

El flujo se derramó inicialmente a lo largo de toda la cresta de la presa, pero posteriormente se concentró en cuatro zonas aparentemente menos resistentes a la erosión, en las que formó zanjoneros profundos por un proceso de erosión regresiva. Finalmente, el flujo se concentró en una sola zona en la parte central de la cresta de la presa donde erosionó completamente el terraplén, produciendo el colapso de los taludes laterales a la corriente y el desplome casi total de la obra. Todo este proceso tuvo lugar entre las 6 pm del viernes 9 y las 4 pm del lunes 12 de abril de 1999. Las Figuras 26.3, 26.4, 26.5 y 26.6 ilustran el desbordamiento de la presa.



**Figura 26.3.-** Brecha en la presa causada por el desbordamiento.  
La línea de trazos indica la cresta original de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 26.4.-** Proceso de erosión de la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 6.5.-** Detalle de la erosión en la presa. La flecha indica la cavidad que alojaba la rama vertical del dren tipo "L" de arena. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 26.6.-** Vista hacia aguas abajo, desde la cresta de la presa, del flujo a través de la brecha. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

No se reportaron víctimas ni daños de importancia aguas abajo de la presa debido a dos circunstancias favorables:

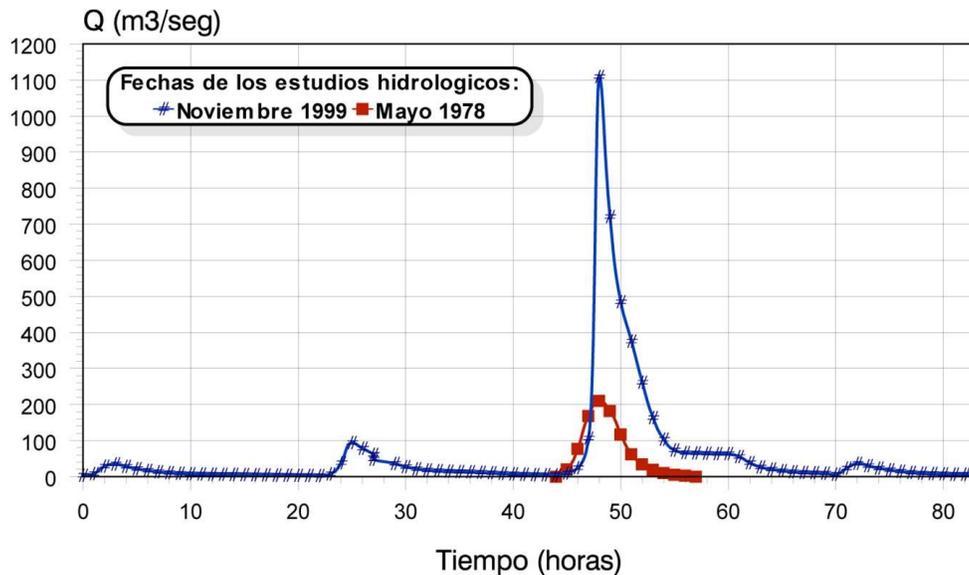
- Aguas abajo de la obra no existen poblaciones ni infraestructura en las inmediaciones del cauce del Río El Cristo.
- La presa, por ser homogénea, de arcilla compactada (cohesiva), tenía resistencia al arrastre, lo que hizo que el flujo desbordado la erosionara de forma gradual y no de una manera rápida como habría ocurrido si se tratara de una presa zonificada con espaldones de materiales granulares no cohesivos (Caso de la Presa El Guapo que se describe en el Capítulo 27).

Desde el momento en el que se reportó la situación de emergencia en este embalse por la subida excepcional de su nivel, hasta que ocurrió el desbordamiento de la presa y comenzó la erosión y destrucción de la misma, nada se pudo hacer, ya que la obra no dispone de una descarga de fondo ni de algún otro sistema que permita su vaciado, por lo que al sobrepasar la creciente la capacidad de desagüe del aliviadero no hubo forma de evitar el desbordamiento del terraplén y su consiguiente destrucción.

**Investigación de las Causas de la Falla.**

Dentro de las actividades correspondientes a la investigación de las causas de la falla de la obra, se hizo un nuevo estudio hidrológico de las crecientes del Río El Cristo en la presa. Cabe destacar que este estudio contó con 21 años más de registros que el originalmente efectuado en la época en la que se proyectó la obra. Los nuevos hidrogramas de las crecientes resultaron muy superiores, tanto en caudales como en volúmenes, a los determinados en el proyecto.

La Figura 26.7 representa los dos hidrogramas de la creciente milenaria: El calculado en la época en la que se efectuó el proyecto (Mayo 1978), y el determinado después de la falla (Noviembre 1999). En la Tabla 26.1 se hace una comparación entre algunos parámetros significativos de ambos hidrogramas.



**Figura 26.7.-** Hidrogramas de las crecientes milenarias determinados en diferentes fechas.

**Tabla 26.1.-** Comparación de los hidrogramas de las crecientes milenarias, determinados en 1978 y en 1999.

	Mayo 1978	Noviembre 1999
<b>Duración (horas)</b>	12	83
<b>Q<sub>pico</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	210,2	1.109,2
<b>Volumen (10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>)</b>	3,27	16,8

Los valores de La Tabla 26.1 indican que la creciente milenaria determinada en 1999 tiene un caudal pico 5,3 veces superior al de 1978, y un volumen 5,1 veces mayor.

En la época en la que se elaboro el proyecto de esta obra, en Venezuela no se utilizaba en los estudios hidrológicos de las crecientes la técnica de maximizarlas por volumen y

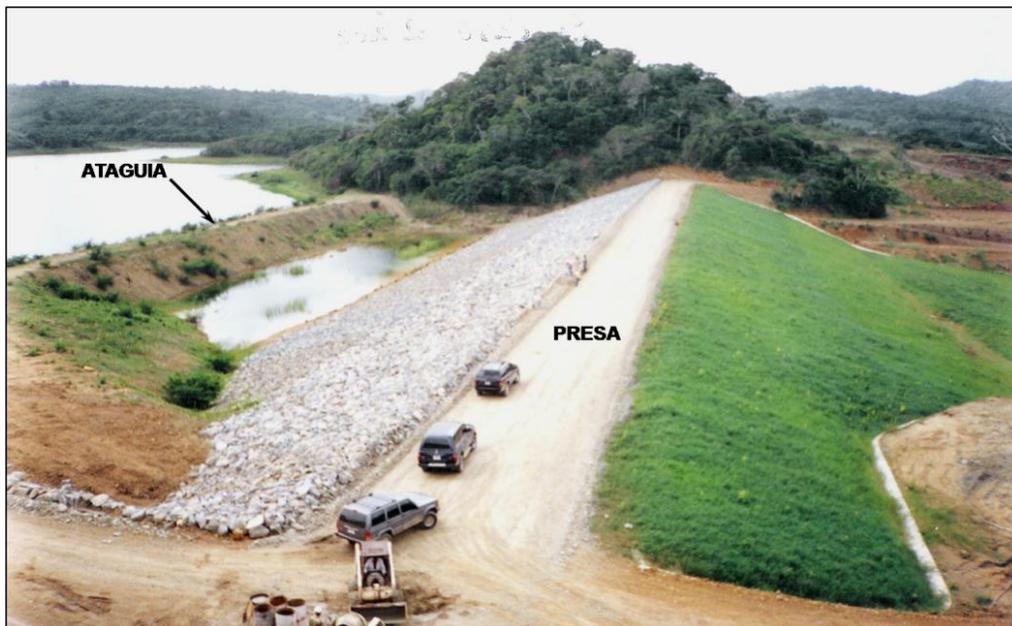
pico simultáneamente, lo que daba como resultado la obtención de hidrogramas que generalmente no representaban las crecientes correspondientes a los períodos de retorno asignados y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las obras. Estudios posteriores, que actualmente son de uso común en los proyectos de obras de embalse, demostraron la importancia de maximizar las crecientes respecto a los picos y a los volúmenes, lo que da como resultado condiciones más desfavorables para el diseño de los aliviaderos.

Los habitantes de la zona informaron que desde que se puso en servicio la presa, a principios de la década de 1980, ésta había venido operando sin inconvenientes. Se mencionó que el aliviadero funcionaba frecuentemente.

La falla de esta obra trajo como consecuencia una situación crítica en el abastecimiento de agua potable de Mirimire y las demás poblaciones que se surtían del embalse, las cuales, a partir de ese momento comenzaron a ser abastecidas mediante camiones cisterna.

La subestimación de las crecientes, la poca capacidad del aliviadero (Caudal de diseño =  $9,23 \text{ m}^3/\text{s}$ ), unida al reducido borde libre de la presa (3 m) y a la inexistencia de una descarga de fondo, fueron las causas de la destrucción de esta obra.

La presa fue reparada y puesta nuevamente en servicio en Enero de 2001, Figura 26.8. El terraplén se reconstruyó prácticamente en su totalidad, incrementado el borde libre, el cual es actualmente de 6,50 m,



**Figura 26.8.-** Presa reconstruida y puesta nuevamente en servicio (1/2001).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Los análisis efectuados demostraron que la estructura de entrada del aliviadero limitaba su capacidad de descarga, por lo que fue demolida y en su lugar se construyó una obra de mayores dimensiones, que permite transitar la Creciente Máxima Probable determinada en el último estudio hidrológico efectuado, Figura 26.9. El dissipador de energía ubicado en la salida del conducto del aliviadero era desbordado por el flujo (Figura 26.2), por lo que fue ampliado utilizando muros y colchonetas de gaviones, Figuras 26.10 y 26.11.



**Figura 26.9.-** Nueva estructura de entrada del aliviadero.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 26.10.-** Disipador de energía del aliviadero ampliado con gaviones.  
Vista hacia aguas arriba. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 26.11.-** Disipador de energía del aliviadero ampliado con gaviones.  
Vista hacia aguas abajo. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Consultas y Proyectos, S.A. (CONPROSA).  
Presa Sobre el Río El Cristo, Estaciones de Bombeo y Aducción, Mirimire, Edo. Falcón – Informe de Proyecto.  
INOS, Caracas, Mayo 1978.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: La Falla de la Presa El Cristo, Mirimire, Estado Falcón.  
MARNR, Caracas, Abril 1999.
- 3.- Suárez Villar, L.M. – CGR Ingeniería.  
Estudio de Crecidas de la Cuenca del Río El Cristo, Edo. Falcón.  
MARNR, Caracas, Noviembre 1999.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Reconstrucción de la Presa El Cristo, Mirimire, Edo. Falcón.  
MARN, Caracas, Mayo 2000.



## **CAPÍTULO 27 – EMBALSE ING. FERNANDO TRIAS (EL GUAPO)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Guapo, 4,50 km al Sur de la población de El Guapo, Estado Miranda.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable de las poblaciones de la Región de Barlovento. Control de crecientes. Riego de 6.500 ha. Mantenimiento del equilibrio ecológico en la Laguna de Tacarigua.
<b>Embalse:</b>	Nivel normal: 101,00 msnm. Volumen: $141 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 600 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra zonificada. Altura máxima: 60 m. Ancho de la cresta: 8 m. Longitud de la cresta: 524 m. Cota de la cresta: 107,00 msnm. Pendiente del talud aguas arriba: 2:1. Pendiente del talud aguas abajo: 1,8:1.
<b>Aliviadero en Canal:</b>	Tipo: Recto, de descarga libre. Ancho: 12 m. Longitud: 282 m. Caudal de diseño: $101,80 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cota de la cresta: 101,00 msnm.
<b>Aliviadero en Túnel:</b>	Sección: Herradura (H=3m, B=3m). Longitud: 113 m. Cota de entrada: 95,00 msnm. Control del flujo en la entrada: Compuerta radial de H=6 m x B=3 m.
<b>Toma:</b>	Tipo: Selectiva inclinada, túnel y tubería de acero visitable. Altura de la toma: 60 m. Inclinación: $45^\circ$ . Número de compuertas: 3. Diámetro del túnel: 3,50 m. Longitud del túnel: 221 m. Diámetro de la tubería: 1,83 m.

### **Cronología y Problemas Durante la Etapa de Desviación.**

La obra se inició en 1975. En el año 1979 la construcción se paralizó por un año aproximadamente. El embalse entro en servicio en el segundo semestre de 1980.

Durante la construcción de la presa el caudal del Río Guapo fue desviado a través de un túnel de 3,50 m de diámetro y 221 m de longitud, excavado en el estribo derecho. Este túnel, cuyo portal de entrada está ubicado en la base de la toma selectiva, inclinada, a cota del cauce, fue utilizado posteriormente como toma del embalse.

Un tronco de grandes dimensiones, arrastrado por el flujo, quedó atravesado en la entrada del túnel de desviación y no fue retirado del sitio, ya que no interfería con el paso los caudales normales del río, Figura 27.1. En octubre de 1977 una creciente arrastró gran cantidad de troncos, la mayor parte de ellos producto de la deforestación del área del embalse. Los troncos se trabaron en la entrada del túnel (a lo que sin duda contribuyó el tronco anterior), formando un tapón que obstaculizó y limitó el libre paso del agua, Figura 27.2. El nivel del embalse comenzó a subir, amenazando con derramar sobre el terraplén de la presa en construcción, lo que afortunadamente no llegó a ocurrir. Una vez pasada la situación de emergencia se retiraron los troncos y posteriormente se prestó más cuidado a su remoción de esta área, tan pronto se trababan en ella.



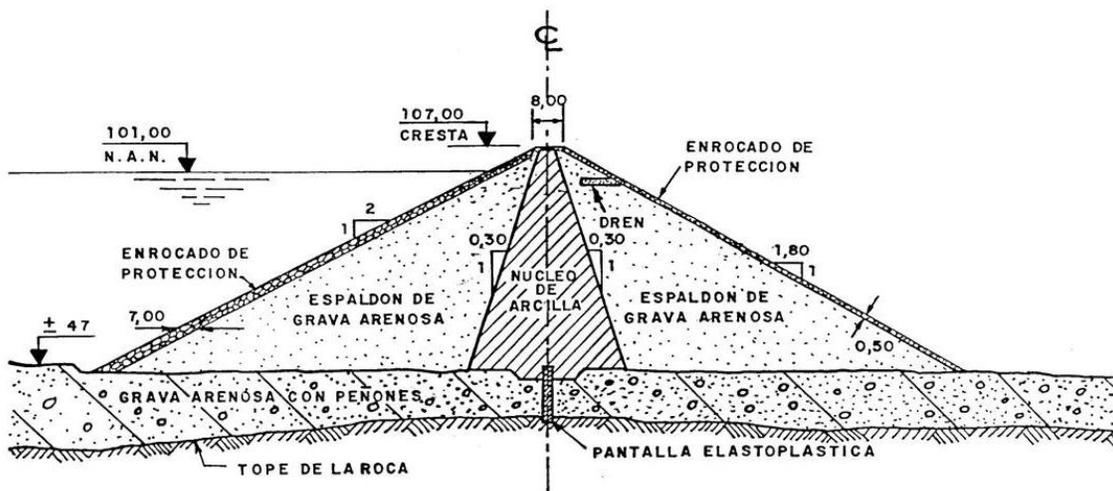
**Figura 27.1.-** Tronco de 1 m de diámetro, atravesado en la entrada del túnel de desviación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.2.-** Troncos obstruyendo parcialmente la entrada del túnel de desviación, durante una crecida en Octubre de 1977. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### Problemas en la Presa.

La presa está formada por un núcleo central, impermeable, de arcilla y dos espaldones permeables de grava arenosa, Figura 27.3.



**Figura 27.3.-** Sección transversal de la presa original.

Ambos taludes llevan enrocados de protección contra la erosión. La fundación de la presa en el valle consiste en aluviones formados por gravas arenosas, permeables, hasta una profundidad de más de 20 metros. Bajo los aluviones se encuentra el basamento rocoso,

formado por una secuencia de areniscas y lutitas duras. Para cortar las filtraciones a través del aluvión permeable, bajo la presa, se construyó una pantalla elastoplástica hasta la roca subyacente, en toda la longitud de la presa a nivel del cauce.

Desde la puesta en servicio de la presa en 1980, se observaron filtraciones importantes de agua limpia, tanto al pie de la misma como en el contacto del talud aguas abajo con ambos estribos, Figuras 27.4 y 27.5. Estimaciones efectuadas por diferentes ingenieros que inspeccionaron la obra en distintas fechas, establecieron que las filtraciones estaban comprendidas entre 60 y 100 lps.



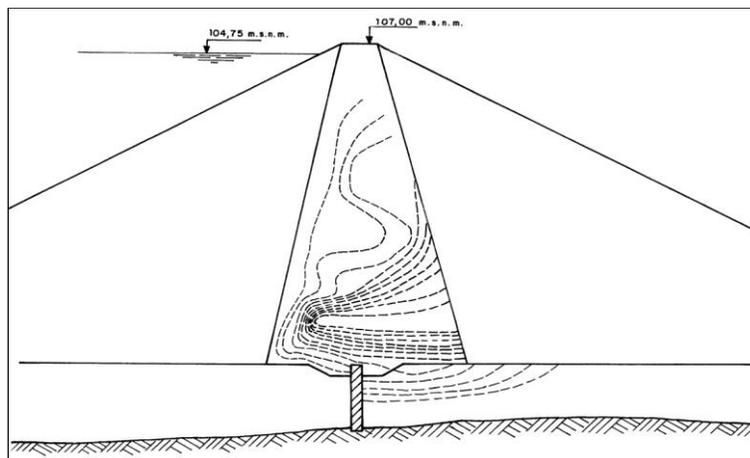
**Figura 27.4.-** Filtraciones en el contacto del talud aguas abajo de la presa con el estribo izquierdo. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.5.-** Filtraciones en el centro del valle, aguas abajo de la presa. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Como resultado de un programa de lectura de los piezómetros instalados en la presa se obtuvo información que ayudó a interpretar el comportamiento de la obra:

- Se detectó una distribución anómala de presiones de poro en el núcleo de la presa, caracterizada por valores muy altos de la subpresión, indicativos de fisuras u otros defectos. Estas anomalías parecieron indicar la existencia en algunas secciones de la presa de un sello impermeable en la cara aguas abajo del núcleo. En efecto, las perforaciones realizadas durante la investigación acusaron la presencia de agua a presión en el contacto aguas abajo núcleo-espaldón. De acuerdo a lo anterior, el núcleo estaría fisurado y solo ofrecería una cierta barrera impermeable a las filtraciones en las inmediaciones de su talud aguas abajo, en el contacto con el espaldón de grava.
- La presencia de subpresiones importantes en la fundación de la presa, específicamente aguas abajo de la pantalla elastoplástica, en las proximidades del estribo izquierdo, podría ser consecuencia de un defecto en la conexión pantalla-núcleo.
- Se observaron filtraciones importantes, tanto en el contacto entre la presa con el estribo izquierdo, como en el propio pie de presa, Figuras 27.4 y 27.5. Tal como se indica más arriba, el caudal de dichas filtraciones fue estimado por varios ingenieros, en diferentes fechas, entre 60 y 100 lps.
- La Figura 27.6 muestra las líneas equipotenciales interpretadas de las lecturas piezométricas en el núcleo en una de las secciones de instrumentación de la presa. El patrón es irregular e indica una fuga concentrada de agua hacia la parte inferior del núcleo. De la interpretación de las lecturas de otra sección se infirió también una fuga de agua concentrada en el contacto del núcleo con la pantalla elastoplástica, lo que indicaría un empotramiento deficiente, o una rotura en dicha pantalla.



**Figura 27.6.-** Líneas equipotenciales en una de las secciones de instrumentación del núcleo de la presa. (Torassa, 1982).

Posteriormente, cuando se hicieron los trabajos de estabilización (los cuales se describen más adelante), consistentes en la construcción de un espaldón de grava adosado al talud aguas abajo de la presa, se observó que a medida que se iba retirando el enrocado de protección de dicho talud para construir el espaldón, las filtraciones afloraban no solo en la base del mismo y en sus contactos con los estribos, sino también en el propio talud a través de la grava, hasta una altura de 36 metros respecto al fondo del valle y a todo lo largo del espaldón aguas abajo, Figura 27.7.



**Figura 27.7.-** Filtraciones aflorando en el talud aguas abajo de la presa, observadas después de retirado el enrocado, 36 m por sobre el fondo del valle. En primer plano se ve el dren interceptor. (Foto tomada por L.M. Suárez V.),

Estas filtraciones no habían sido detectadas con anterioridad ya que no eran visibles, pues fluían en el contacto entre el espaldón de grava y el enrocado de protección del talud, ocultas por éste. Anteriormente el flujo se podía ver solamente al pie de la presa, al aflorar en la parte inferior del enrocado.

Se procedió a revisar la estabilidad de la presa con la línea de saturación detectada en los piezómetros. Después de analizar un gran número de superficies potenciales de falla, se obtuvo que el factor de seguridad de la obra era precario, muy cercano a 1, y correspondía a un círculo de deslizamiento profundo que interceptaba el espaldón aguas arriba, el núcleo, el espaldón aguas abajo y el aluvión del cauce. Un factor de seguridad tan bajo era inaceptable, ya que indicaba que la presa estaba en el límite de la ocurrencia de una falla masiva. El exiguo factor de seguridad podía sufrir en cualquier momento una reducción adicional conducente a la falla de la obra, como resultado de algún evento o combinación de eventos excepcionales, tales como la ocurrencia de un sismo, lluvias persistentes que aumentaran la saturación del terraplén, pérdida de resistencia de los materiales con el tiempo, arrastre de partículas y aumento de las filtraciones, fracturamiento hidráulico, etc.

Ante estos resultados se tomó la decisión de bajar el nivel del embalse, manteniéndolo en todo momento a una cota menor o igual a la del vertedero del aliviadero en túnel, es decir, unos 6 metros como mínimo por debajo del nivel normal de proyecto.

Para tratar de controlar la subpresión en el aluvión, aguas abajo de la presa, se construyeron 13 pozos de alivio. También se efectuó un programa de inyecciones de cemento a presión, intentando sellar las filtraciones a través del núcleo de la presa, principalmente en los contactos núcleo-estribos y núcleo-pantalla elastoplástica.

Como producto de los trabajos indicados y de las investigaciones efectuadas se llegó a la conclusión de que sería muy difícil reducir las filtraciones, por lo que las siguientes tareas por realizar deberían cumplir solamente el objetivo de asegurar la estabilidad de la presa.

La solución final consistió en construir un espaldón de grava adosado al talud aguas abajo de la presa. Este espaldón tiene en la parte superior una pendiente de 2,25:1, una berma de 5 m de ancho a la cota 72,00 msnm, y una pendiente 3:1 por debajo de dicha berma. Con la construcción del espaldón se incrementó el factor de seguridad de la presa a más de 1,50, valor aceptable para este tipo de obras.

A medida que se construía el espaldón de grava se iba retirando el enrocado de protección del talud aguas abajo de la presa y se colocaba en el contacto un dren inclinado, formado por grava procesada de drenaje libre, cubriendo toda el área de dicho talud, Figura 27.8. Este dren tiene una parte horizontal sobre el aluvión del cauce, así como sendas ramas laterales que recubren ambos estribos. La función del dren es captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo, evitando que la saturación se propague al nuevo espaldón estabilizante.



**Figura 27.8.-** Dren de grava limpia, procesada, en el contacto entre el talud aguas abajo de la presa y el nuevo espaldón. En la foto la permeabilidad del material está siendo verificada, para tener la seguridad de que el drenaje es libre.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La construcción del espaldón estabilizante quedó concluida en 1995, y aunque las filtraciones no experimentaron variaciones apreciables, la presa quedó con un factor de seguridad adecuado. Las Figuras 27.9 y 27.10 muestran diferentes etapas de la construcción del espaldón. En la Figura 27.11 se ve la obra terminada.



**Figura 27.9.-** Etapa inicial de la construcción del espaldón.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.10.-** Etapa avanzada de la construcción del espaldón.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.11.-** Espaldón estabilizante terminado. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### **Incapacidad de los Aliviaderos y Colapso de la Obra.**

El proyecto contemplaba la construcción de un aliviadero convencional, con descarga libre (sin compuertas), situado en el estribo izquierdo, Figuras 27.11, 27.12, 27.13 y 27.14. Este aliviadero estaba formado por un canal de aproximación de sección trapecial, revestido en concreto, un canal de sección rectangular de 12 m de ancho constante, en concreto armado, con un vertedero tipo Ogee de descarga libre en su entrada, un rápido, un dissipador de energía de resalto hidráulico tipo USBR, y un canal de salida de sección trapecial, sin revestir, para la restitución del flujo al cauce del Río Guapo, aguas abajo de la presa. Sobre los muros que limitaban el vertedero se construyó un puente de concreto armado.



**Figura 27.12.-** Vista de conjunto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.13.-** Canal de aproximación y puente sobre el vertedero del aliviadero en canal (Enero 1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.14.-** Rápido del aliviadero en canal (Enero 1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El estudio hidrológico efectuado para el proyecto del aliviadero (Febrero 1975) dio como resultado los valores que aparecen en forma resumida en la Tabla 27.1.

**Tabla 27.1.-** Resumen de algunos parámetros del estudio hidrológico efectuado en febrero de 1975, para el Río El Guapo en el sitio de presa.

Área de la cuenca	475 km <sup>2</sup>
Precipitación media anual	2.154 mm
Evaporación media anual	1.618 mm
Caudal medio del río	6,2 m <sup>3</sup> /s
Caudal pico de la creciente milenaria	672 m <sup>3</sup> /s

Cabe destacar que el estudio hidrológico se hizo utilizando los datos de la cuenca del Río Cuira, de características hidrológicas similares a las de El Guapo, y simulando los escurrimientos en este último, ya que la cuenca del Río Guapo no disponía de registros fluviométricos ni pluviométricos, pues la única estación existente con mediciones de lluvia estaba situada aguas abajo del sitio de presa.

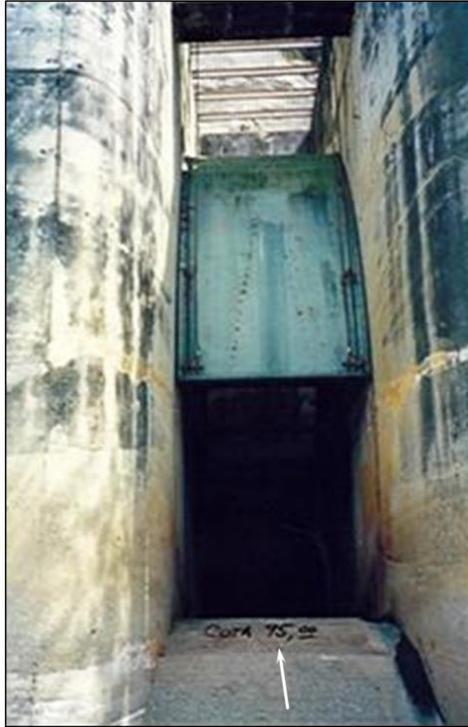
El aliviadero fue diseñado para un caudal máximo de 101,8 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al tránsito de la creciente milenaria por el embalse. De acuerdo al proyecto, para este caudal corresponde una sobreelevación del embalse hasta la cota 103,62 msnm, es decir, una carga de agua sobre el vertedero igual a 2,62 m.

El 21 de abril 1981, cuando la construcción del aliviadero estaba en su fase final, faltando únicamente el vaciado de concreto en los muros del dissipador de energía, ocurrió una creciente que produjo la sobreelevación del agua en el embalse hasta la cota 106 msnm, es decir, faltó solamente un metro para rebasar la cresta de la presa (cota 107 msnm). Esta creciente superó la carga hidráulica de diseño del aliviadero (2,62 m) en 2,38 m. El caudal de salida fue estimado en 287 m<sup>3</sup>/s, es decir: 2,82 veces el caudal con el que fue proyectado el aliviadero. El flujo desbordó los muros del rápido y causó daños importantes en el dissipador de energía que todavía se encontraba en construcción, así como en el canal de salida.

Ante esta situación, quedó en evidencia la insuficiente capacidad de descarga del aliviadero. Se efectuó un nuevo estudio hidrológico (Mayo de 1981) que dio como resultado un caudal pico de la creciente milenaria igual a 1.277 m<sup>3</sup>/s, es decir, 1,9 veces el valor determinado en 1975.

Se tomó entonces la decisión de construir un aliviadero adicional en forma de túnel, con sección en herradura, de 3 m de ancho por 3 m de altura, ubicado en el estribo izquierdo de la presa, a unos 250 metros del aliviadero inicial, Figura 27.12.

El nuevo aliviadero fue puesto en servicio a finales de 1985. La cresta del vertedero tipo Ogee ubicada en la entrada del túnel está a cota 95,00 msnm, es decir, 6 metros por debajo de la cresta del vertedero inicial. El caudal era controlado por una compuerta radial de 6 m de altura por 3 m de ancho, instalada sobre el vertedero, Figura 27.15.



**Figura 27.15.-** Entrada del aliviadero en túnel (Mayo 1993).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El túnel descargaba a una quebrada afluente al río Guapo. El borde superior de la compuerta radial, cuando estaba cerrada, tenía la misma cota que el vertedero del aliviadero inicial: 101,00 msnm, con lo que no se afectó el almacenamiento. Cuando el nivel del embalse sobrepasaba la cota de aguas normales, comenzaba a derramar simultáneamente por el aliviadero inicial y por sobre la compuerta del aliviadero en túnel, lo que indicaba la conveniencia de proceder a abrirla parcialmente.

Tal como se indica en el Capítulo 26, para el caso de la Presa El Cristo, el año 1999 fue trágico para Venezuela. La climatología se ensañó con el país. Las lluvias que tuvieron lugar sobre prácticamente todo el territorio nacional causaron muerte y desolación. Las precipitaciones fueron particularmente desastrosas en dos períodos: El primero, durante los meses de marzo y abril, causando daños en la región central del país, principalmente en los alrededores de la ciudad de Barquisimeto, donde se produjo el colapso de varios puentes. El segundo período, más destructivo que el primero, tuvo lugar durante noviembre - diciembre de 1999 y enero del 2000, concentrando sus efectos destructivos sobre los estados Vargas, Miranda y Falcón. Los efectos de las lluvias fueron especialmente catastróficos en el Litoral Central del Estado Vargas, donde los deslaves y flujos torrenciales detríticos destruyeron gran parte de la infraestructura y causaron miles de muertos y heridos. No existe información histórica, evidencia de campo, ni registros de lluvias en el país que hagan suponer que alguna vez hayan podido ocurrir eventos climáticos como éstos.

Los caudales máximos estimados de las crecientes que tuvieron lugar en varios ríos, superaron la frecuencia milenaria y en algunos casos incluso la máxima probable, según los métodos de cálculo utilizados hace algunas décadas, los cuales, como es sabido, tienden en general a subestimar dichas crecientes.

Durante 1999 se produjo la rotura de tres presas en Venezuela: El Cristo, El Guapo y Játira. Nunca en el país había sucedido algo así.

Para describir lo que ocurrió en El Guapo en diciembre de 1999 se incluye seguidamente el relato hecho por el ingeniero hidráulico Alejandro Hitcher, presidente de HIDROVEN para la fecha en que ocurrió la falla. Cabe destacar que el ingeniero Hitcher presencié todo el proceso de destrucción de esta obra, lo fotografió, y por lo tanto su testimonio es único y de excepcional importancia para la documentación de esta experiencia:

- *El 14 de diciembre (llegada del Ing. Hitcher a la obra) la cota del embalse era la 101,92 msnm, es decir, tenía una sobrecarga de 92 cm respecto a su nivel normal (cota 101,00 msnm), encontrándose el nivel del agua 5,08 m por debajo de la cresta de la presa. La compuerta radial del aliviadero en túnel estaba totalmente abierta desde el 27 de julio de 1999. Ambos aliviaderos operaban normalmente.*
- *Para las 5 pm del 15 de diciembre el nivel del embalse había experimentado una fuerte subida, ubicándose 80 cm por debajo de la cresta de la presa. A las 6 pm de ese mismo día se procedió a abrir las válvulas de la descarga de la toma para incrementar la evacuación del agua del embalse. Al tener totalmente abiertas las válvulas de la descarga de la toma y la compuerta radial del aliviadero en túnel nada más se podía hacer para drenar el embalse y evitar el incremento de su nivel.*
- *A la 1:15 am del día 16 de diciembre el nivel del embalse se encontraba a tan solo 20 cm de la cresta de la presa. Comenzaron entonces a ser desbordados por el flujo los muros del aliviadero, a corta distancia aguas abajo del vertedero. Los rellenos detrás de ambos muros comenzaron a ser erosionados.*
- *A las 4:30 am del día 16 se tomó la decisión, junto con el Gobernador del Estado Miranda, Enrique Mendoza, de evacuar las poblaciones situadas aguas abajo de la presa.*
- *A las 9 am del día 16 se inspeccionó la presa utilizando un helicóptero. El nivel del embalse había descendido y se encontraba 80 cm por debajo de la cresta de la presa, Figura 27.16. Parecía que la creciente estaba en su rama recesiva lo que alivió parcialmente la angustia y la tensión de las personas presentes. Daba la impresión de que el peligro estaba pasando. El helicóptero se retiró, pero de común acuerdo con el Gobernador se decidió no permitir que los habitantes regresaran a sus casas. Se dejaron tres hombres en la cresta de la presa, con equipos de radio, los cuales comunicaban continuamente al Ing. Hitcher los niveles del embalse. La tendencia del embalse era a bajar de cota. Unas horas después el nivel estaba 1 metro por debajo de la cresta de la presa.*



**Figura 27.16.-** Nivel en el embalse 80 cm por debajo de la cresta de la presa, sobre la que se encuentra el helicóptero. (Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).

- *A las 4 pm fue el último reporte: El nivel del embalse nuevamente se había incrementado de manera muy rápida y el puente sobre el aliviadero había colapsado. La erosión regresiva hizo que el vertedero, el rápido y el dissipador de energía se derrumbaran y desaparecieran. El canal de aproximación de sección trapecial, revestido en concreto, seguía resistiendo. El flujo caía en forma casi vertical a partir de su extremo aguas abajo, formando una cascada de más de 20 metros de altura en la cárcava formada por la erosión regresiva, pero el canal de aproximación seguía controlando el caudal de salida del embalse.*
- *El canal de aproximación se derrumbó a las 5 pm del jueves 16 de diciembre, por lo que en aproximadamente una hora ocurrió el colapso total del aliviadero. Las Figuras 27.17, 27.18, 27.19, 27.20, 27.21, 27.22, 27.23 y 27.24 muestran en forma secuencial el proceso de destrucción del aliviadero. A partir de ese momento se produjo la comunicación directa entre el embalse y la cárcava de unos 30 metros de profundidad formada en la fundación del aliviadero, dando origen a una enorme ola que arrasó todo a su paso, Figura 27.25.*
- *Alrededor de las 6 pm la ola alcanzó los primeros pueblos situados aguas abajo de la presa, después de arrasar la carretera de la costa que comunica el centro y el oriente del país, y de destruir el puente sobre el Río Guapo. En aproximadamente cuarenta minutos ocurrió el vaciado del embalse, hasta una profundidad de unos 30 metros.*



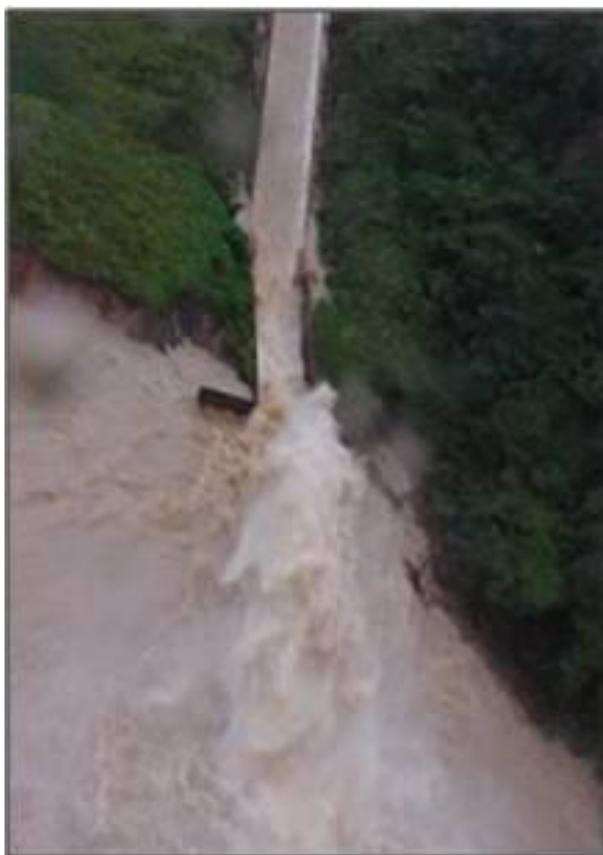
**Figura 27.17.-** Inicio del desbordamiento de los muros del aliviadero.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.18.-** Vista de conjunto del aliviadero en el inicio del desbordamiento.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.19.-** Detalle del desbordamiento del rápido del aliviadero.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.20.-** Disipador de energía del aliviadero socavado y a punto de ser destruido.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.21.-** Colapso y desaparición del aliviadero.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.22.-** Cascada en el canal de aproximación, el cual sigue resistiendo.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.23.-** Detalle de la cascada en el canal de aproximación, que continúa resistiendo. (Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.24.-** Colapso de la obra. (Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).



**Figura 27.25.-** Ola desplazándose a lo largo del valle del Río Guapo, destruyendo todo a su paso. (Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).

Cabe destacar que la presa nunca fue desbordada, ya que el flujo superó antes los muros del aliviadero, causando así su destrucción. La falla ocurrió, en primer lugar, por la erosión de los rellenos detrás de los muros del rápido, seguidamente por el colapso de la estructura de concreto del canal a causa de la socavación y finalmente por la erosión regresiva originada por el flujo en la fundación del aliviadero, constituida principalmente por lutitas meteorizadas, descompuestas, con características más parecidas a las de un suelo que a las de una roca y en consecuencia muy poco resistentes a la erosión.

El terraplén de la presa quedó sin apoyo en su contacto con el estribo izquierdo debido a la gran cárcava que se formó en el sitio en el que estaba ubicado el aliviadero, pero la presa propiamente dicha quedó prácticamente intacta en su mayor parte. Aunque la presa tiene deficiencias que han afectado negativamente su comportamiento, tal como se expone más arriba, la falla de esta obra no guarda relación alguna con dichas deficiencias, ya que las mismas fueron subsanadas cuando se construyó el terraplén de grava adosado al talud aguas abajo. La falla de la obra se debió a la incapacidad de los aliviaderos para dar salida a las crecientes de diciembre de 1999.

Las descargas de los aliviaderos y de las válvulas de la toma al alcanzarse la cota máxima en el embalse ( $\approx 106,80$  msnm) antes de la falla, fueron estimadas en los valores siguientes:

Aliviadero en canal =  $372 \text{ m}^3/\text{s}$ .  
Aliviadero en túnel =  $139 \text{ m}^3/\text{s}$ .  
Válvulas de la toma =  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ .  
Descarga máxima total =  $541 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El volumen de agua liberado del embalse durante la falla fue de aproximadamente  $120 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Considerando que dicho volumen fue descargado hacia el cauce del Río Guapo, aguas abajo de la presa, en unos cuarenta minutos, se llega a la conclusión de que el orden de magnitud del caudal correspondiente fue de unos  $50.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . La ola de agua y sedimentos (cuya altura máxima fue estimada por diferentes testigos entre 7 y 12 metros)

arrasó todo lo que encontró a su paso: Destruyó 2,5 km del terraplén de la carretera de la costa, destruyó el puente sobre el Río El Guapo en dicha vía (Figura 27.26), arrasó las poblaciones, cultivos y bosques existentes en el valle del río entre la presa y Río Chico (Figura 27.27), población ésta que quedó totalmente inundada junto con San José de Río Chico, Figura 27.28. La región de Barlovento quedó sin servicio de agua potable ya que la Presa El Guapo era su principal fuente de abastecimiento.

No se conoce con exactitud el número de víctimas ni el valor de los daños causados por la falla de esta obra, pero según distintas fuentes de información, el número de muertos estaría en torno a 10; el de damnificados entre 11.000 y 15.000; 790 viviendas destruidas y 1.500 afectadas.

Este es el peor desastre ocurrido en Venezuela a causa de una obra hidráulica, ya que aunque se han registrado otros incidentes y fallas en diferentes embalses del país, ninguno de ellos había causado tanta destrucción ni la pérdida de vidas humanas.



**Figura 27.26.-** Puente sobre el Río Guapo, en la Carretera de Oriente, destruido. (Cortesía del Ing. Norberto Bausson).

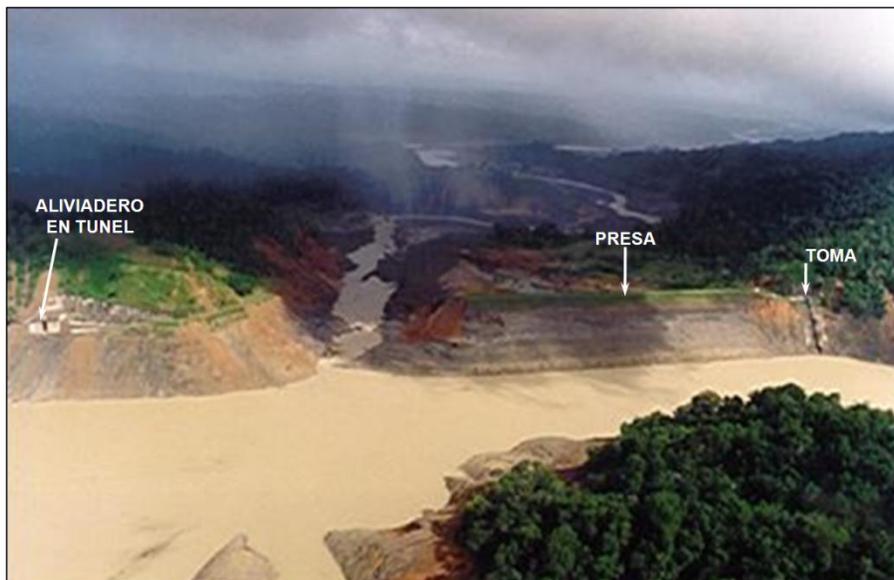


**Figura 27.27.-** Vegetación y viviendas arrasadas por la inundación. (Cortesía del Ing. Norberto Bausson).



**Figura 27.28.-** Inundaciones en la zona de Río Chico.  
(Cortesía del Ing. Alejandro Hitcher).

Las Figuras 27.29, 27.30, 27.31 y 27.32 muestran el estado en que quedó la obra después de la rotura.



**Figura 27.29.-** Vista de la presa desde aguas arriba (30/12/99).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.30.-** Vista de la presa desde aguas abajo (30/12/99).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.31.-** Detalle de la rotura (30/12/99).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.32.-** Vista de la zona del embalse después de la rotura (30/12/99).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Tal como se indica más arriba, la falla de esta obra se debió a la falta de capacidad de los aliviaderos para desalojar la creciente excepcional que tuvo lugar en diciembre de 1999 y cuyo período de retorno no ha sido posible determinar por falta de información hidrometeorológica, ya que este evento climático único en la historia del país no quedó registrado pluviométricamente ni fluviométricamente, como hubiera sido deseable para proporcionar información de su magnitud, permitir la estimación de su período de retorno y obtener así una valiosísima información para el diseño de las futuras obras hidráulicas requeridas por el país y para la planificación de la ocupación territorial en forma segura.

En la época en la que se elaboró el proyecto de esta obra, en Venezuela no se utilizaba en los estudios hidrológicos de las crecientes la técnica de maximizarlas por volumen y pico simultáneamente, lo que daba como resultado la obtención de hidrogramas que generalmente no representaban las crecientes correspondientes a los períodos de retorno asignados y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las presas.

Estudios posteriores, que actualmente son de uso común en los proyectos de obras de embalse, demostraron la importancia de maximizar las crecientes respecto a los picos y a los volúmenes, lo que da como resultado condiciones más desfavorables para el diseño de los aliviaderos. Los hidrogramas de las crecientes extremas determinados por los métodos utilizados en el país hace algunas décadas solían caracterizarse por ser figuras simples, consistentes generalmente en una rama ascendente un pico y una rama recesiva, Figura 27.33.

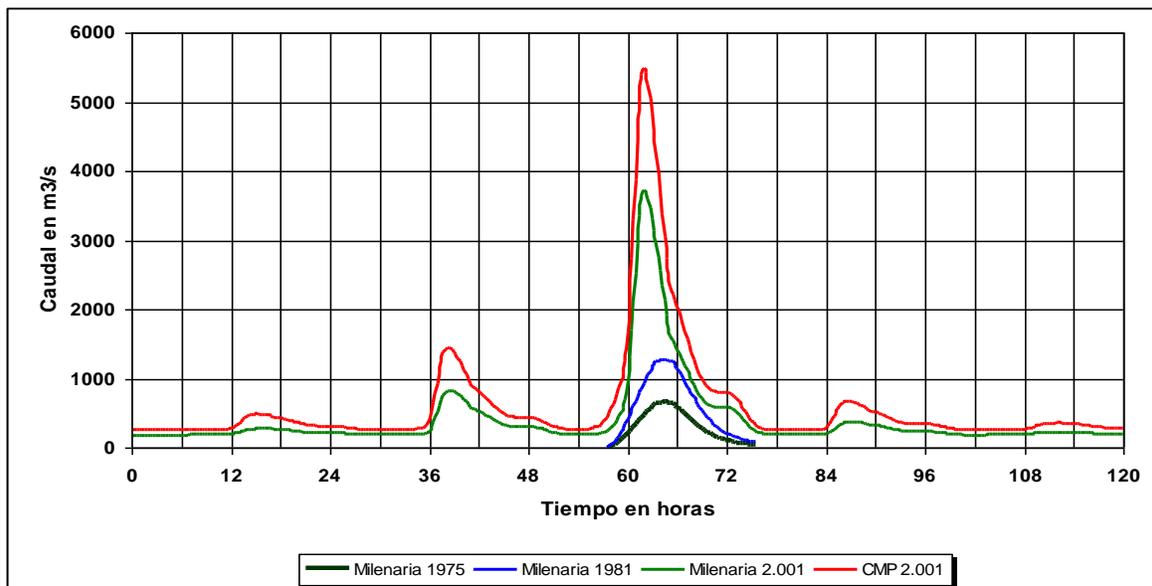
Los hidrogramas que se calculan en la actualidad, maximizados tanto por pico como por volumen, consideran la superposición de varias crecientes consecutivas, por lo que suelen presentar picos múltiples. Las técnicas utilizadas actualmente para la determinación de los hidrogramas extremos dan como resultado caudales y volúmenes

generalmente muy superiores a los que se determinaban anteriormente. La ocurrencia de crecientes superpuestas o de picos múltiples fue comprobada en la Presa El Guapo, en la que el nivel del embalse subió rápidamente, descendió y volvió a incrementarse de manera súbita antes de ocurrir la falla de la obra.

Es importante destacar, como complemento a lo indicado en los párrafos anteriores, que para la determinación de los hidrogramas de las crecientes extremas del Río Guapo en la presa no se contó con ninguna estación fluviométrica, y solo se dispuso de los datos de una estación pluviométrica situada aguas abajo de la presa y por lo tanto fuera de la cuenca contribuyente a la misma, lo que hizo necesario simular el comportamiento hidrológico de este río utilizando los datos disponibles en otra cuenca de características parecidas (Río Cuira). Se llega entonces a la conclusión de que lo sucedido se debe a la conjunción de varias circunstancias desfavorables que condujeron a la destrucción de la obra.

La información hidrológica con que cuentan los proyectistas de obras hidráulicas en el país ha venido desmejorando continuamente. En no pocos casos sucede que la información disponible corresponde a datos registrados hace muchos años, habiendo quedado interrumpidos dichos registros en algún momento a partir del cual inexplicablemente no se cuenta con más información. La red hidrológica nacional es en la actualidad muy deficiente y no se ajusta a los requerimientos de un país en desarrollo.

La Figura 27.33 presenta los hidrogramas de las crecientes extremas del Río Guapo en la presa, determinados en diferentes fechas. Se pueden observar las enormes diferencias tanto en lo referente a los picos como a los volúmenes de los mismos, en lo que sin duda han influido los factores antes indicados.



**Figura 27.33.-** Comparación de los hidrogramas de las crecientes extremas del Río Guapo en la presa, determinados en diferentes fechas.

Es interesante observar que el aliviadero original fue proyectado utilizando una creciente de entrada al embalse cuyo caudal máximo era igual a  $672 \text{ m}^3/\text{s}$  (Milenaria). Para el diseño del nuevo aliviadero construido durante la rehabilitación de la presa, se utilizó como creciente de entrada al embalse la máxima probable (CMP), cuyo caudal pico es igual a  $5.487 \text{ m}^3/\text{s}$  (Figura 27.33), es decir, 8,17 veces mayor que el anterior.

Los recursos que una nación necesariamente debe invertir en mediciones climáticas podrían parecer a algunas personas responsables de la toma de decisiones a nivel gubernamental como una pérdida de tiempo y de dinero, ya que quizás no vean aplicaciones ni resultados inmediatos de tales inversiones. Sin embargo, solo con un registro continuo de estos parámetros es posible diseñar obras hidráulicas seguras y planificar adecuadamente la ocupación territorial. En consecuencia, la inversión en mediciones hidroclimáticas se traducirá a mediano y largo plazo en una importante economía de los recursos del país, ya que al contar con una información continua y confiable las obras hidráulicas podrán ser proyectadas en su justa medida, evitándose así los costos asociados al sobrediseño por incertidumbre y la pérdida de vidas humanas y de bienes a causa de las fallas e incidentes atribuibles a causas hidrológicas.

La falla de esta obra a causa del desbordamiento y erosión del aliviadero demostró lo acertados que fueron los trabajos de construcción del espaldón estabilizante de grava, para el refuerzo del terraplén, terminados en 1995. La presa resistió adecuadamente las condiciones de carga extremas a las que estuvo sometida en diciembre de 1999, cuando el nivel del embalse llegó casi hasta su cresta. La presa propiamente dicha quedó prácticamente intacta, tal como se aprecia en la Figuras 27.29, 27.30 y 27.31. Si el espaldón estabilizante no se hubiera construido y la creciente de diciembre de 1999 hubiera encontrado a la presa en su condición anterior, es posible que se hubiera producido el colapso masivo de la misma, con consecuencias aún peores que las ocurridas.

### **Rehabilitación de la Obra.**

La rehabilitación de esta obra consistió en la ejecución de los siguientes trabajos:

Se construyó un sistema de desviación del flujo, formado por un túnel excavado en el estribo izquierdo de la presa, una ataguía de grava compactada, situada aguas arriba de la brecha, y una contraataguía ubicada aguas abajo de la misma.

El túnel tiene una longitud de 300 m y un diámetro igual a 4,40 m. En su entrada se construyó una rampa inclinada, anclada a la ladera, en la que se instaló una compuerta rodante de emergencia y/o mantenimiento, la cual se opera desde una plataforma ubicada en la parte superior de dicha rampa, a cota de la cresta de la presa, Figuras 27.34 y 27.35. La Figura 24.36 muestra la salida del túnel durante la etapa de desviación.

Una vez terminada la etapa de desviación del flujo, se instalaron en el extremo aguas abajo del túnel las válvulas para la regulación del caudal, quedando esta obra transformada en la descarga de fondo del embalse.



**Figura 27.34.-** Entrada del túnel de desviación. Rampa inclinada para la compuerta rodante. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.35.-** Entrada del túnel de desviación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.36.-** Salida del túnel de desviación.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Las Figuras 27.37 y 27.38 muestran la construcción de la ataguía, la cual consiste en un terraplén de grava compactada, de 16 m de altura.



**Figura 27.37.-** Construcción de la ataguía. El flujo está pasando por el túnel de desviación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.38.-** Vista hacia aguas arriba desde la brecha, en la que posteriormente se construyó un bloque de RCC para su cierre y como base del nuevo aliviadero. Al fondo se ve la ataguía de grava. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Para cerrar la brecha formada en el estribo izquierdo por el flujo que desbordó el aliviadero, se construyó un bloque de concreto compactado con rodillo (RCC), el cual también sirvió como base del nuevo aliviadero. Las Figuras 27.39, 27.40, 27.41, 27.42, 27.43, 27.44, 27.45 y 27.46, muestran diferentes fases de la construcción de dicho bloque, así como del nuevo aliviadero.



**Figura 27.39.-** Conformación de la superficie de la roca de fundación para la construcción del bloque de RCC. Aguas arriba se ve la ataguía. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.40.-** Construcción del bloque de RCC. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.41.-** Nuevo aliviadero en proceso de construcción sobre el bloque de RCC. (Cortesía de Camargo Correa).



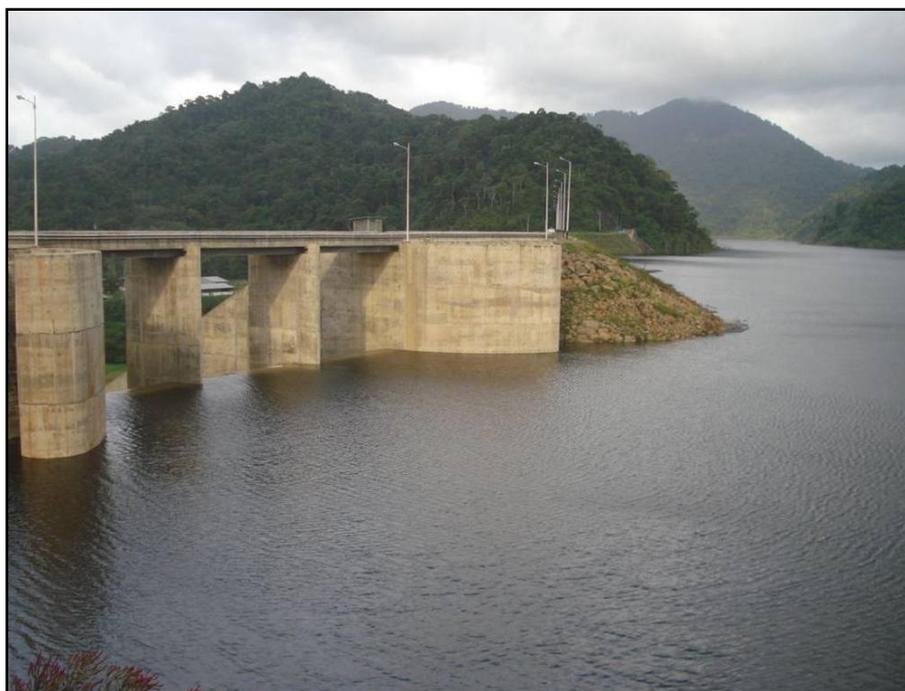
**Figura 27.42.-** Aliviadero prácticamente terminado. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 27.43.-** Obra terminada y puesta en servicio. (Cortesía de Camargo Correa).



**Figura 27.44.-** Primer alivio el 15/02/2009. (Cortesía de Camargo Correa).



**Figura 27.45.-** Aproximación del flujo al nuevo aliviadero, durante el primer alivio el 15/02/2009. (Cortesía de Camargo Correa).



**Figura 27.46.-** Aliviadero en operación con una creciete importante.  
(Cortesía de Camargo Correa).

Es interesante observar en las Figuras 27.43, 27.44 y 27.46, que da la impresión que el nuevo aliviadero está construido sobre una presa de tierra, lo que se debe a que el espaldón aguas abajo de grava de la presa de tierra adyacente, fue extendido hasta el estribo izquierdo, cubriendo el bloque de RCC.

El nuevo aliviadero fue diseñado para un caudal de  $2.700 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiente a la Creciente Máxima Probable transitada por el embalse. El ancho del nuevo aliviadero es igual 43 m, y la cota de su cresta es la 97,00 msnm. La reducción del nivel normal del embalse original, de la cota 101,00 msnm a la cota 97,00 msnm, junto con el incremento del ancho del aliviadero de 12 m a 43 m, fueron dos medidas necesarias para lograr la salida del nuevo caudal de diseño, sin que tenga lugar el desbordamiento de la presa.

### REFERENCIAS

- 1.- Consultas y Proyectos, S.A. (CONPROSA).  
Embalse Río Guapo – Estudio Hidrológico.  
INOS, Caracas, Febrero 1975.
- 2.- Geología, Ingeniería y Minería, S.A. (GIMSA).  
Embalse Río Guapo – Estudio Geotécnico, Informe y Planos.  
INOS, Caracas, Junio 1975.
- 3.- Isava Carbonel, M.  
Proyecto Embalse El Guapo, Estado Miranda.  
INOS, Caracas, Octubre 1975.
- 4.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela, Caracas 1976.
- 5.- Suárez Villar, L.M.  
Algunas Experiencias Recientes en Problemas de Desvío de Ríos Para la  
Construcción de Presas.  
II Jornadas Nacionales de Ingeniería Hidráulica.  
Mérida, Julio 1978.
- 6.- Oficina de Ingeniería De Fries.  
Programa de Instrumentación Presa El Guapo - Informe de Avance.  
INOS, Caracas, Abril 1981.
- 7.- Consultas y Proyectos, S.A. (CONPROSA).  
Revisión del Estudio Hidrológico del Río Guapo.  
INOS, Caracas, Mayo 1981.
- 8.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.
- 9.- Oficina de Ingeniería De Fries.  
Diagnóstico Geotécnico Presa El Guapo – Programa de Instrumentación.  
INOS, Caracas, Julio 1982.
- 10.- Macipe, A.  
Proyecto del Túnel del Aliviadero de la Presa Sobre el Río Guapo, Estado Miranda.  
INOS, Caracas, Agosto 1983.
- 11.- Gooden, J.  
Informe: Embalse El Guapo, Edo. Miranda – Recuento de las Obras Realizadas Bajo  
la Inspección de la Oficina Técnica Joseph Gooden C.A.  
INOS, Caracas, Abril 1986.

- 12.- Oficina de Ingeniería De Fries.  
Obras de Refuerzo Para la Presa El Guapo, Edo. Miranda.  
INOS, Caracas, Octubre 1987.
- 13.- Suárez Villar, L.M.  
Inspección de Campo y Recomendaciones Para la Operación y el Mantenimiento del Embalse El Guapo, Estado Miranda.  
HIDROCAPITAL, Caracas, Junio 1993.
- 14.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Obras de Estabilización de la Presa El Guapo, Estado Miranda.  
HIDROCAPITAL, Caracas, Junio 1994.
- 15.- Hitcher, A.  
Entrevista personal y relato grabado de los eventos registrados en El Guapo en Diciembre de 1999.  
HIDROVEN, Caracas, Enero 2000.
- 16.- Grases, J.P. – Amundaray, J.I. – Malaver, A. – Feliziani, P. – Franceschi, L. – Rodríguez, J.  
Efectos de las Lluvias Caídas en Venezuela en Diciembre de 1999.  
CAF – PNUD, Caracas, Febrero 2000.
- 17.- CGR Ingeniería.  
Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Guapo Hasta el Sitio de Presa, Estado Miranda.  
MARN, Caracas, Enero 2001.
- 18.- EDELCA, C.A.  
Proyecto de Rehabilitación de la Presa El Guapo. Modelo Hidráulico Escala 1:50.  
Macagua, Enero 2002.

## CAPÍTULO 28 – EMBALSE TOCUYO DE LA COSTA

---

### Características Principales.

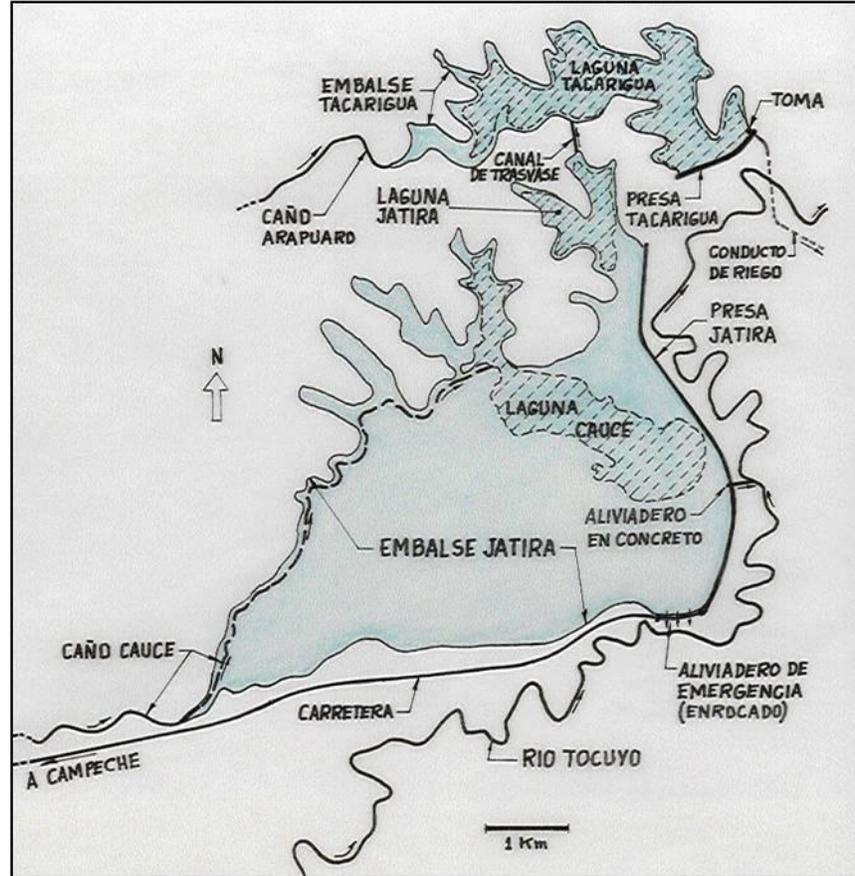
<b>Ubicación:</b>	3,5 km al Oeste de la población de Tocuyo de la Costa, Estado Falcón.
<b>Propósitos:</b>	Riego de 3.000 ha de cocoteros. Abastecimiento de agua potable de Tocuyo de la Costa, Boca de Tocuyo y otras poblaciones de la zona.
<b>Embalse:</b>	Nivel normal: 8,00 msnm. Volumen: $58 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 1.720 ha
<b>Presas:</b>	Tipo: Homogéneas, de arcilla. Altura máxima: 7,2 m. Longitud total de la cresta: 5.866 m. Ancho de la cresta: 5,5 m. Cota de la cresta: 9,70 msnm. Pendiente del talud aguas arriba: 3,5:1. Pendiente del talud aguas abajo: 3,5 - 4:1
<b>Aliviadero Principal:</b>	Tipo: Canal rectangular de concreto, con vertedero, rápido y dissipador de resalto. Descarga libre. Cota de la cresta: 8,00 msnm. Longitud de la cresta: 10 m.
<b>Aliviadero de Emergencia:</b>	Tipo: Dique-carretera con enrocado. Cota de la cresta: 8,79 msnm. Longitud de la cresta: 700 m.
<b>Toma:</b>	Tipo: Conducto enterrado bajo la presa, con estructura de captación en la entrada. Diámetro: 2,44 m.

### Cronología y Descripción de las Obras.

Las obras de embalse fueron construidas entre 1964 y 1970.

En la zona existían tres lagunas naturales, conocidas como Tacarigua, Játira y Cauce, Figura 28.1.

La Laguna Tacarigua era la que estaba situada más hacia el Norte, en una zona plana al pie de colinas de poca altura que forman la cuenca del Caño Arapuario, con una superficie de aproximadamente  $20,7 \text{ km}^2$ .



**Figura 28.1.-** Planta general esquemática.

La última laguna, más hacia el Sur, era la Laguna Cauce, la cual se alimentaba del caño del mismo nombre, que tiene una cuenca de más de 100 km<sup>2</sup>.

Las lagunas Játira y Cauce estaban ubicadas en la misma planicie, pero no se comunicaban entre sí. La Laguna Tacarigua estaba separada de las anteriores por las estribaciones de las colinas de su cuenca.

Al Sur del Caño Cauce se encuentra el Río Tocuyo. Ambos cursos de agua son aproximadamente paralelos y divagan por la planicie costera sedimentaria, la cual se caracteriza por ser prácticamente horizontal, con una mínima pendiente hacia el Mar Caribe. Esto hace que ambos cauces, en especial el del Río Tocuyo, formen meandros que se desplazan constantemente por la planicie, se modifican y se cortan, en un típico proceso fluvial de los ríos de llanura. En algunos sitios, aguas arriba de la Laguna Cauce, ambos cursos de agua están separados menos de 2 km.

En la década de los años 1960 el desaparecido MOP elaboró un proyecto consistente en unir estas tres lagunas naturales para formar dos embalses con el propósito de regar

unas 3.000 ha de cocoteros en la planicie costera del Río Tocuyo, en torno a la población de Tocuyo de la Costa.

Los embalses fueron puestos en servicio en 1970 y consisten en las siguientes obras (Figura 28.1):

- La Presa Tacarigua, para el cierre y sobreelevación de la laguna del mismo nombre. Esta obra es un terraplén homogéneo de arcilla, con una altura máxima de 7,2 m y 1.164 m de longitud. Mediante esta presa se formó el Embalse Tacarigua.
- La Presa Játira (conocida como “El Dique”), similar a la Presa Tacarigua, pero con una altura menor y una longitud igual a 4.702 m. Esta presa confinó las lagunas Játira y Cauce convirtiéndolas en un solo almacenamiento que se conoce desde entonces como Embalse Játira.
- Un canal de trasvase excavado en las colinas que originalmente separaban las lagunas Tacarigua y Játira, comunicando así a los embalses de éstos mismos nombres, para formar un almacenamiento conjunto denominado desde entonces Embalse Tocuyo de la Costa.
- Una obra de toma situada en el contacto de la Presa Tacarigua con el estribo izquierdo, que sirve para abastecer al canal principal del sistema de riego de cocoteros en torno a la población de Tocuyo de la Costa. La toma está formada por un conducto de concreto de 2,44 m diámetro, con una estructura de entrada, ubicada inmediatamente aguas arriba de la presa, en la que se instalaron las rejillas y una compuerta plana deslizante. El conducto pasa enterrado en forma de sifón bajo el cauce del Río Tocuyo, aguas abajo de la presa, y en este sitio está provisto de una bifurcación con una compuerta que permite descargar agua al cauce. Una vez cruzado el Río Tocuyo, el conducto termina en una estructura en la que hay una compuerta radial que regula el caudal que se entrega al canal principal de riego.

Inicialmente no se construyó ningún aliviadero, ya que se pensaba que el nivel del embalse podía ser controlado mediante la operación de la compuerta de la bifurcación que descarga directamente al cauce del Río Tocuyo.

### **Problemas Causados Por el Río Tocuyo.**

Tal como se ha indicado, el Río Tocuyo y el Caño Cauce son aproximadamente paralelos aguas arriba del Embalse Játira y divagan por la planicie costera sedimentaria, la cual se caracteriza por ser prácticamente horizontal, con una mínima pendiente hacia el Mar Caribe. Esto hace que ambos cauces, en especial el del Río Tocuyo, formen meandros que se desplazan constantemente por la llanura, se corten y se modifiquen en un típico proceso fluvial de los ríos de llanura. En algunos sitios, aguas arriba del Embalse Játira ambos cursos de agua están separados menos de 2 km.

Desde que se puso en servicio el Embalse Tocuyo de la Costa se comenzaron a producir dos tipos de problemas, causados ambos por el Río Tocuyo.

El primer problema consiste en que la divagación del cauce del Río Tocuyo en la planicie trae como resultado que periódicamente sus meandros se acercan peligrosamente a la Presa Játira y a la carretera que va del extremo de la misma a la población de Campeche, la cual ha cortado en varias oportunidades. La Figura 28.2 muestra un meandro del Río Tocuyo a menos de 15 metros de la Presa Játira. Esta constante divagación y amenaza de los meandros del Río Tocuyo ha obligado en varias ocasiones a proyectar y construir obras de protección de márgenes para evitar el ataque a la Presa Játira y a la carretera de Campeche, Figura 28.3.



**Figura 28.2.-** Meandro del Río Tocuyo muy próximo a la carretera existente al pie de la Presa Játira. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El segundo problema es causado por los desbordamientos periódicos del Río Tocuyo en la planicie costera. Cuando se elaboró el proyecto de esta obra en la década de los años 1960, el funcionamiento del embalse fue simulado de la manera clásica, delimitando las cuencas contribuyentes y estimando los rendimientos de las mismas utilizando los métodos hidrológicos convencionales. Con este procedimiento se estimó que el rendimiento medio de las tres cuencas era igual a aproximadamente  $1,9 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sin embargo, no se tomó en cuenta un aspecto de gran importancia para el comportamiento de esta obra: los desbordamientos periódicos del Río Tocuyo, que inundan la planicie situada aguas arriba del embalse y aportan grandes volúmenes de agua, difíciles de cuantificar, al Caño Cauce, que a su vez los descarga al Embalse Játira, Figura 28.4.



**Figura 28.3.-** Ataque de un meandro del Río Tocuyo a la carretera de Campeche, aguas arriba del Embalse Játira. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.4.-** Desbordamiento del Río Tocuyo hacia el Caño Cauce, aguas arriba del Embalse Játira (27/12/1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Según los cálculos efectuados para el proyecto de la obra, las crecientes extremas de las cuencas contribuyentes al embalse, sin considerar los desbordamientos del Río Tocuyo, podrían manejarse utilizando como aliviadero la descarga de la toma al cauce del Río Tocuyo, estimándose un nivel de aguas máximas en el embalse igual a la cota 8,90

msnm, para la creciente milenaria. Sin embargo, se ha venido observando que a causa de los desbordamientos del Río Tocuyo la cota de aguas máximas del embalse es sobrepasada periódicamente. La Tabla 28.1, preparada a partir de los registros de las cotas que lleva la Dirección de Operación y Mantenimiento de Embalses, del Ministerio del Ambiente, indica los niveles máximos registrados desde su puesta en servicio.

**Tabla 28.1.-** Niveles máximos registrados en el Embalse Tocuyo de la Costa.

Fecha	Cota (msnm)
Mayo 1974	8,90
Abril 1981	9,49
Diciembre 1985	9,79
Diciembre 1999	9,82

En cuatro ocasiones adicionales a las indicadas en la Tabla 28.1, el nivel del embalse estuvo próximo a alcanzar la cota de aguas máximas correspondiente a la creciente milenaria determinada por el MOP. De lo anterior se puede concluir que los caudales y/o volúmenes máximos de las crecientes determinadas por el MOP no representan el comportamiento real del embalse, ya que es muy poco probable la ocurrencia de 8 crecientes del orden de la milenaria en tan solo 30 años.

En dos ocasiones: diciembre de 1985 y diciembre de 1999 el agua desbordó la cresta de las presas. En la primera fecha no ocurrieron daños importantes. En la segunda, la Presa Játira quedó cortada en tres sitios y se produjeron erosiones y cárcavas en numerosas áreas de ambas obras. En abril de 1981 el nivel del embalse casi alcanzó las crestas de las presas, pero no llegó a desbordarlas ni a producir daños.

El comportamiento observado motivó la elaboración del proyecto y la construcción de un aliviadero convencional, de concreto, ubicado sobre la Presa Játira. Este aliviadero fue puesto en servicio en 1982, y constaba de un canal de aproximación en tierra, un vertedero de cimacio, un rápido, un dissipador de energía de resalto hidráulico tipo USBR, y un canal de salida en tierra hasta el cauce del Río Tocuyo aguas abajo de la presa. El aliviadero tenía un ancho de 10 m, su cresta estaba a cota 8,00 msnm (nivel normal del embalse) y fue diseñado para un caudal de 40 m<sup>3</sup>/s. No fue posible determinar la forma en la que se obtuvo este caudal de diseño, dada la incertidumbre existente en el conocimiento de los volúmenes que aporta el Río Tocuyo al embalse cada vez que se desborda. Desde la entrada en operación de esta obra se observó que el resalto hidráulico formado en el dissipador de energía chocaba con el puente vial construido aguas abajo de la presa, lo que indicaba que el nivel del agua en el canal de salida era superior al estimado en el proyecto del aliviadero, Figura 28.5.

Al producirse el desbordamiento de las presas en diciembre de 1985, se vio que el aliviadero era insuficiente. Se construyó entonces otro aliviadero, situado al final de la Presa Játira, en el comienzo de la carretera a Campeche, Figura 28.1. Este aliviadero consiste en un corte en la carretera-dique hacia Campeche, en el que la rasante de la vía fue rebajada a la cota 8,79 msnm y revestida en ambos taludes con enrocado de cantera, Figura 28.6. La longitud de este aliviadero (denominado de enrocado) era igual a 760 m.



**Figura 28.5.-** Aliviadero principal en funcionamiento (Abril 1999).  
El flujo choca contra el puente situado aguas abajo. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.6.-** Aliviadero de enrocado en funcionamiento (Abril 1999).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

#### **Rotura de la Presa Játira.**

Tal como se expone en los Capítulos 26 y 27 para los casos de las presas El Cristo y El Guapo, el año 1999 fue trágico para Venezuela. La climatología se ensañó con el país. Las lluvias que tuvieron lugar sobre prácticamente todo el territorio nacional causaron muerte y desolación. Las precipitaciones fueron particularmente desastrosas en dos

períodos: El primero, durante los meses de marzo y abril, causando daños en la región central del país, principalmente en los alrededores de la ciudad de Barquisimeto, donde se produjo el colapso de varios puentes. El segundo período, más destructivo que el primero, tuvo lugar durante noviembre - diciembre de 1999 y enero de 2000, concentrando sus efectos sobre los estados Vargas, Miranda y Falcón. Los efectos de las lluvias fueron especialmente catastróficos en el Litoral Central del Estado Vargas, donde los deslaves y flujos torrenciales destruyeron gran parte de la infraestructura existente y causaron miles de muertos y heridos. No existe información histórica, evidencia de campo, ni registros de lluvias en el país que hagan suponer que alguna vez hayan podido ocurrir eventos climáticos como éstos.

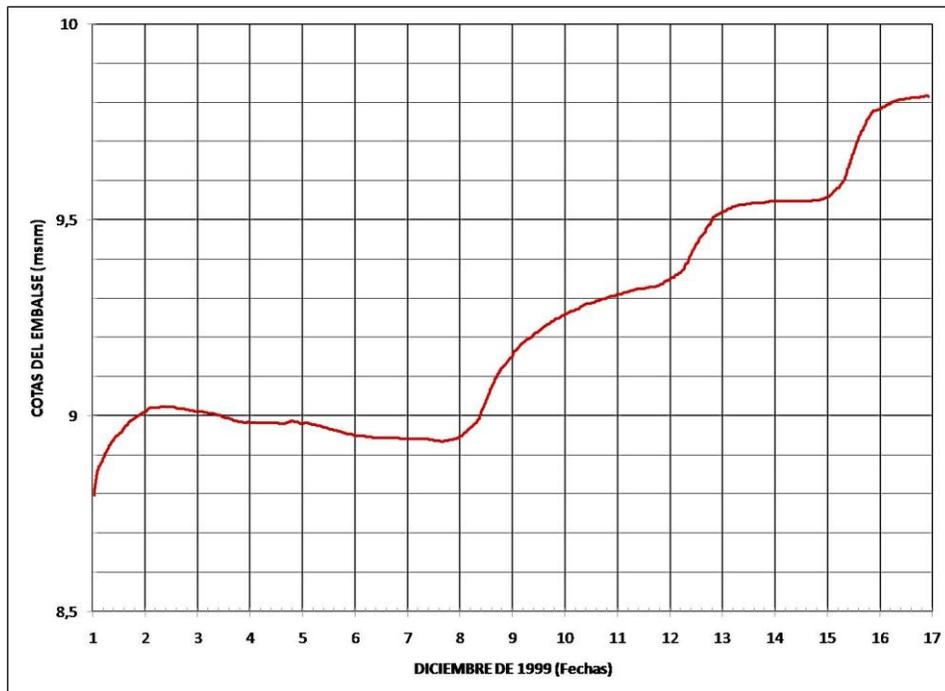
Los caudales máximos estimados de las crecientes que tuvieron lugar en varios ríos superaron la frecuencia milenaria y en algunos casos incluso la máxima probable, según los métodos de cálculo utilizados hace algunas décadas, los cuales, como es sabido, tienden en general a subestimar dichas crecientes.

Durante 1999 se produjo la rotura de tres presas en Venezuela: El Cristo, El Guapo y Játira. Nunca en el país había sucedido algo así.

A partir del día 8 de diciembre de 1999 el nivel del Embalse Tocuyo de la Costa comenzó a subir de manera sostenida. La Figura 28.7, elaborada con los datos suministrados por la Dirección de Operación y Mantenimiento de Embalses del Ministerio del Ambiente, indica la forma en la que ocurrió el incremento de las cotas del embalse hasta rebasar las presas. Se observa que el desbordamiento comenzó entre los días 15 y 16, alcanzándose la cota máxima de 9,82 msnm y la rotura de la Presa Játira el día 17.

Como consecuencia del desbordamiento ocurrió lo siguiente:

- La Presa Játira fue cortada en tres sitios:
  - El primero, en la Progresiva 2+379, hacia la parte central de la obra, cerca del sitio donde un meandro del Río Tocuyo está cercano a la presa (Figura 28.2). La longitud de la brecha fue igual a 40 m, Figuras 28.8 y 28.9.
  - El segundo, en el emplazamiento del aliviadero de concreto (Progresiva 3+100), el cual fue socavado a partir de su margen izquierda, produciéndose el colapso total de esta obra. La longitud de esta brecha fue de 37 m. Figuras 28.10, 28.11, 28.12, 28.13 y 28.14.
  - El tercero, en la Progresiva 3+693, correspondiente a un sitio intermedio entre el aliviadero de concreto y el de emergencia. La longitud de la brecha fue igual a 23 m. Figuras 28.15, 28.16 y 28.17.



**Figura 28.7.-** Niveles registrados en el embalse hasta la rotura de la Presa Játira el 17/12/1999.



**Figura 28.8.-** Brecha N°1 en la Progresiva 2+379 de la Presa Játira (22/12/1999). (Cortesía del Ing. Rubén Sosa).



**Figura 28.9.-** Vista aérea de la Brecha N°1 en la Progresiva 2+379 de la Presa Játira (27/12/1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.10.-** Vista aérea de la Brecha N°2 en la Progresiva 3+100 de la Presa Játira (18/12/1999). (Cortesía del Ing. Vincenzo Iermieri).



**Figura 28.11.-** Vista aérea de la Brecha N°2 en la Progresiva 3+100 de la Presa Játira (18/12/1999). Obsérvese el aliviadero sumergido a la izquierda de la brecha. (Cortesía del Ing. Vincenzo Iermieri).



**Figura 28.12.-** Vista aérea de la Brecha N°2 en la Progresiva 3+100 de la Presa Játira (27/12/1999). Obsérvese el aliviadero destruido a la derecha de la brecha. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.13.-** Aliviadero destruido en la Brecha N°2.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.14.-** Aliviadero destruido en la Brecha N°2.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.15.-** Vista aérea de la Brecha N°3 en la Progresiva 3+693 de la Presa Játira (18/12/1999). (Cortesía del Ing. Vincenzo Iermieri).



**Figura 28.16.-** Vista aérea de la Brecha N°3 en la Progresiva 3+693 de la Presa Játira (27/12/1999). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.17.-** Detalle de la Brecha N°3 en la Progresiva 3+693 de la Presa Játira. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Además de las brechas descritas, ambas presas, Tacarigua y Játira, sufrieron múltiples erosiones en sus crestas y taludes aguas abajo, algunas de las cuales casi llegan a cortarlas totalmente, Figura 28.18.



**Figura 28.18.-** Vista de una de las múltiples erosiones que se formaron en las presas Tacarigua y Játira. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- El aliviadero de emergencia situado al comienzo de la carretera de Campeche funcionó adecuadamente y no sufrió daños.
- No se reportaron víctimas como consecuencia de las roturas de la Presa Játira.

- Estimaciones basadas en las cotas de agua registradas y en observaciones de campo indican que al alcanzar el embalse su nivel máximo (9,82 msnm) el día 17 de diciembre de 1999, inmediatamente antes de la rotura de la Presa Játira, los caudales aproximados de salida fueron los que aparecen en la Tabla 28.2.

**Tabla 28.2.-** Caudales máximos aproximados, descargados del Embalse Tocuyo de la Costa al alcanzarse la cota 9,82 msnm el 17/12/1999, antes de la rotura de la Presa Játira.

Obra	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	% de $Q_{\text{total}}$
Aliviadero de servicio (concreto).	54	3,1
Aliviadero de enrocado.	1.335	76,6
Derrame sobre la Presa Tacarigua.	66	3,8
Derrame sobre la Presa Játira.	287	16,5
Descarga total ( $Q_{\text{total}}$ ).	1.742	100

De la Tabla 28.2 se concluye que el desagüe más importante tuvo lugar a través del aliviadero de enrocado, el cual descargó el 76,6% del caudal total. Se destaca también la poca importancia relativa del aliviadero de servicio, cuyo caudal representó tan solo el 3,1% del total.

Como medida de emergencia se procedió a la construcción de un dique de tierra en el canal que comunica los embalses Tacarigua y Játira, con el propósito de preservar el agua almacenada en el primero, donde está ubicada la toma para acueducto y poder así abastecer a las poblaciones servidas por el embalse mientras se reparaban los daños.

#### Planteamiento de Soluciones.

Se ha mencionado la posibilidad de resolver el problema de los desbordamientos del embalse elevando el dique-carretera que va desde el extremo derecho de la Presa Játira a la población de Campeche. Este dique separaría la cuenca del Río Tocuyo de la del Caño Cauce entre la carretera troncal Morón-Coro (la cual también actúa como dique) y el embalse, eliminando así los aportes del Tocuyo a éste.

En las inspecciones efectuadas utilizando un helicóptero durante la emergencia ocurrida en diciembre de 1999, se pudo comprobar que la solución anterior no resolvería el problema, ya que el desbordamiento del Río Tocuyo se produce también en la llanura situada aguas arriba de la troncal Morón-Coro, donde inunda al Caño Cauce. De hacerse un dique separador de ambas cuencas éste tendría que continuar muchos kilómetros aguas arriba, casi hasta llegar hasta las montañas de Sanare, lo cual sería inviable desde el punto de vista económico.

La solución que parece más conveniente para resolver o en todo caso mejorar la situación existente en este embalse, consiste en lo siguiente:

- Reconstruir la Presa Játira en las tres brechas y reparar las erosiones sufridas por ésta y por la Presa Tacarigua.

- Sobreelevar en 1 metro ambas obras, mediante la construcción de un muro en el borde aguas arriba de sus crestas.
- Ampliar el aliviadero de enrocado, llevándolo a una longitud de 1.300 m.
- Construir un nuevo aliviadero de servicio, en concreto, con la única finalidad de restituir el nivel del embalse a la cota 8,00 msnm, después de la ocurrencia de crecientes.

El marco conceptual en que están basadas las obras de reconstrucción y modificación descritas, es que resulta prácticamente imposible evitar que periódicamente las aguas desbordadas del Río Tocuyo entren al embalse, pues construir un dique separador de ambas cuencas, a causa de su gran longitud, tendría un costo superior al de las propias obras de embalse y además estaría sujeto en toda su extensión a los ataques causados por la divagación de los meandros del Río Tocuyo en la planicie aluvial.

Lo más conveniente en este caso, dadas sus características particulares, es “convivir” con los desbordamientos periódicos del Tocuyo, almacenándolos temporalmente en la franja superior del embalse, la cual tiene una gran capacidad por tratarse de un reservorio de llanura, incrementada la misma con la construcción del muro sobre las crestas de ambas presas. Este almacenamiento temporal sería descargando gradualmente, principalmente a través del aliviadero de enrocado ampliado, cuya capacidad y forma adecuada de funcionamiento han quedado demostradas. Esta “convivencia” debe considerar la posibilidad de que eventualmente ocurran daños en los diferentes componentes de las obras de embalse, pero lamentablemente, dada su cercanía al Río Tocuyo y teniendo en cuenta que cuando se efectuó el proyecto de la obra en la década de los años 1960 no se tomaron en cuenta los efectos de éste río en el embalse, no queda otra alternativa viable desde el punto de vista económico.

Las brechas y erosiones de las presas fueron reparadas, Figuras 28.19 y 28.20.



**Figura 28.19.-** Brecha N°1 en proceso de reparación (5/2000).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.20.-** Brecha N°3 reparada (2/2002).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Se construyó un nuevo aliviadero de servicio, tipo rápido dentado, Figuras 28.21 y 28.22.



**Figura 28.21.-** Nuevo aliviadero de servicio (9/2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.22.-** Nuevo aliviadero de servicio en operación (12/2001).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

El aliviadero de enrocado fue ampliado de 700 m, a una longitud de 1.300 m.

Se aumentó en 1 m el borde libre de la Presa Tacarigua, mediante la construcción de un muro de gaviones cementado con concreto proyectado en su cara de aguas arriba, Figuras 28.23 y 28.24.

Hasta la publicación de este libro, no ha sido construido el muro correspondiente a la cresta de la Presa de Játira, por lo que ésta sigue siendo vulnerable a los desbordamientos.



**Figura 28.23.-** Muro de gaviones construido sobre la cresta de la Presa Tacarigua (2/2002). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 28.24.-** Cara aguas arriba cementada del muro de gaviones construido sobre la cresta de la Presa Tacarigua (2/2002). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Obras Complementarias en el Embalse Tocuyo de la Costa, Estado Falcón.  
MARN, Caracas, Agosto 2000.

## **CAPÍTULO 29 – EMBALSE ING. ARMANDO MICHELANGELI (TURIMIQUIRE)**

---

### **Características Principales.**

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Neverí, en la Serranía del Turimiquire, Estado Sucre.
<b>Propósito:</b>	Abastecimiento de agua potable a las ciudades de Barcelona, Puerto la Cruz, Guanta, Cumaná y la Isla de Margarita.
<b>Embalse:</b>	Cota de aguas normales: 328,80 msnm. Volumen total: $423,9 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 1.287,9 ha. Área de la cuenca: $565 \text{ km}^2$ Caudal medio del río: $21 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Presas:</b>	Número: Dos; Presa Principal (Las Canalitas) sobre el Río Neverí y Tapón Los Algarrobos en una depresión de la fila montañosa del estribo izquierdo.
<b>Presa Principal:</b>	Tipo: Enrocado con pantalla de concreto sobre el talud aguas arriba (CFRD). Altura: 113 m. Longitud de la cresta: 480 m. Ancho de la cresta: 10 m. Cota de la cresta: 336,00 msnm. Pendiente del talud aguas arriba: 1,4:1. Pendiente del talud aguas abajo: 1,5:1.
<b>Los Algarrobos:</b>	Tipo: De tierra, zonificada. Altura: 76 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Canal trapecial de concreto, sin control, con lanzador final. Ubicación: Estribo derecho. Cota del vertedero: 328,80 msnm. Longitud del vertedero: 25 m. Longitud: 400 m. Caudal máximo: $600 \text{ m}^3/\text{s}$ .
<b>Toma Selectiva:</b>	Tipo: Torre-toma de concreto postensado y túnel por el estribo derecho. Altura de la torre-toma: 111 m. Diámetro interior de la torre: 7,40 m. Cota de la plataforma de operación de la torre: 336,00 msnm.

Número de boca-tomas en la torre: Seis.  
Tipo de tomas en la torre: Válvulas mariposa de 2,13 m de diámetro, protegidas por rejas.  
Longitud del túnel: 622,50 m.  
Diámetro del túnel: 6,50 m.  
Longitud del tramo a presión del túnel: 462,73 m.  
Longitud del tramo visitable del túnel: 159,77 m.  
Diámetro de la tubería en el tramo visitable: 3 m.

**Descarga al Cauce:** Tipo: A la salida del túnel de la tubería de 3 m de diámetro, mediante una válvula Howell-Bunger de regulación de 3 m de diámetro y una válvula esférica de emergencia del mismo diámetro.

**Descarga de Fondo:** Tipo: Tubería de acero independiente de la de toma, de 0,76 m (30") de diámetro, con entrada en la base de la torre-toma y dos válvulas de 0,60 m de diámetro (emergencia y regulación) a la salida del túnel.  
Válvula de emergencia: Mariposa.  
Válvula de regulación: Howell-Bunger.

### **Cronología y Características Particulares de las Obras.**

Este complejo hidráulico es uno de los más importantes del país, ya que está constituido por un embalse que almacena  $423,9 \times 10^6 \text{ m}^3$ , una presa principal de 113 m de altura, una presa secundaria (Los Algarrobos) de 76 m de altura, una torre-toma de 111 m de altura, un túnel de toma de 6,50 m de diámetro y 622,50 m de longitud, una de las plantas de tratamiento de mayor capacidad del país, ubicada al pie de la presa principal, un túnel de trasvase de 3,35 m de diámetro y 12,7 km de longitud a través de la Cordillera de la Costa, y sendas tuberías submarinas hacia la Isla de Margarita. El complejo abastece de agua potable a la mayor parte de la región nor-oriental del país.

Las obras sufrieron varios contratiempos en su ejecución, que trajeron como resultado paralizaciones, demoras, modificación de partes del proyecto y cambios en el personal encargado de su elaboración, coordinación y supervisión.

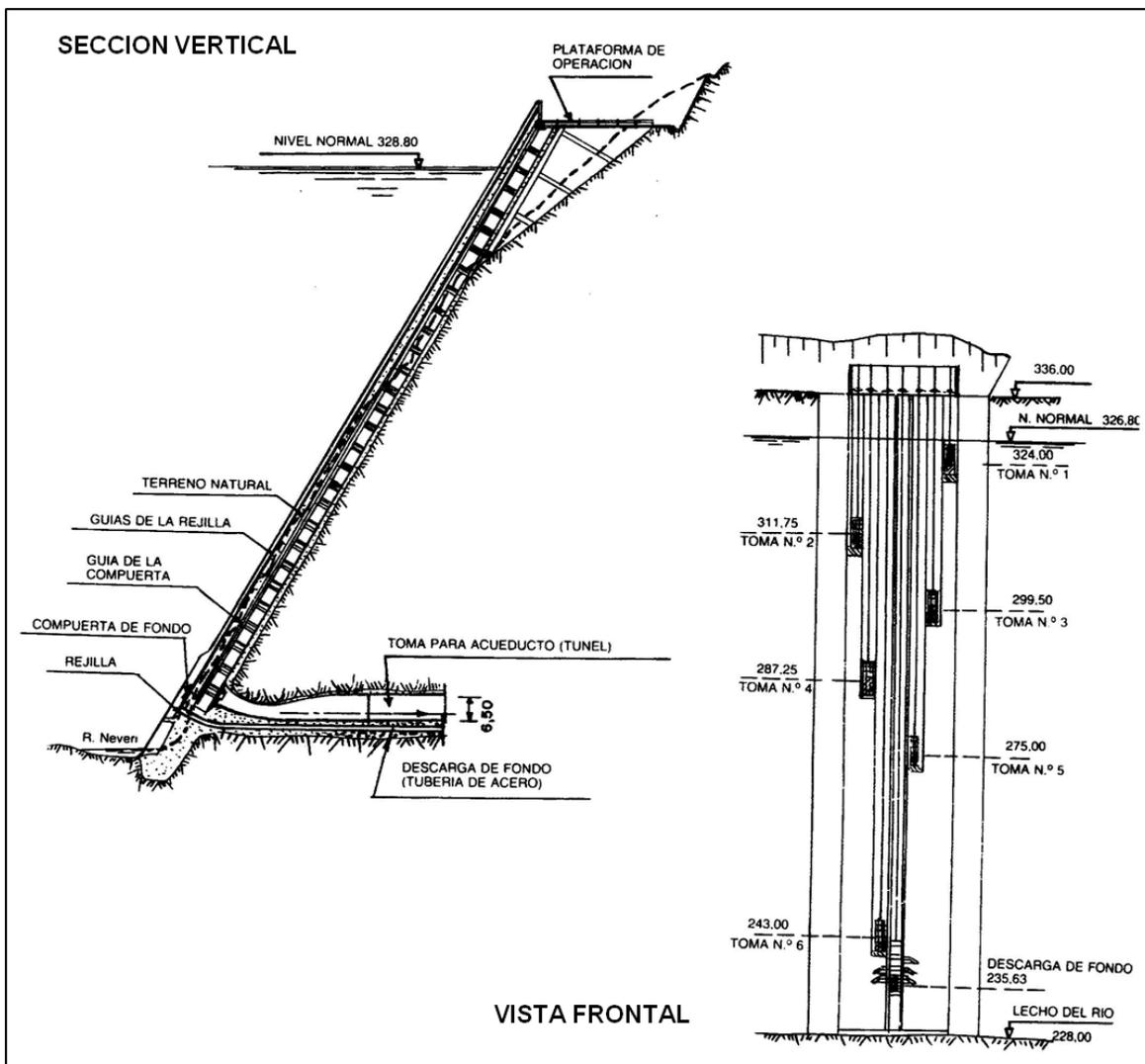
En 1976 se iniciaron los trabajos de construcción del túnel de desviación y toma. En 1980 se terminó la construcción de la presa principal y las obras de toma, pero ese mismo año ocurre la paralización de los trabajos y el sistema queda abandonado, sujeto al deterioro y a las acciones vandálicas que afectaron especialmente la planta de tratamiento. En 1986 se reinician los trabajos con la construcción del tapón Los Algarrobos, el cual queda finalizado en 1988.

A mediados de 1988 se da inicio al primer llenado del embalse y a finales de ese mismo año se pone en servicio la obra.

**Problemas en la Torre – Toma.**

El Embalse Turimiquire está situado en una de las zonas de más alta sismicidad del país, en la cual existen varias fallas regionales activas. Por esta circunstancia, en la elaboración del proyecto de los diferentes componentes del complejo se dio siempre una máxima importancia a los aspectos sísmicos, teniendo en cuenta que aguas abajo del embalse se encuentra la ciudad de Barcelona, capital de Estado Anzoátegui.

La obra de toma selectiva originalmente proyectada consistía en una estructura inclinada de concreto armado, con sección transversal en forma de cajón rectangular, implantada en la ladera del estribo derecho de la presa, sobre la entrada del túnel de desviación y toma, Figura 29.1.



**Figura 29.1.-** Toma selectiva inclinada proyectada originalmente.

Esta estructura estaría fundada sobre la ladera y anclada a la misma, aprovechando las excelentes condiciones geotécnicas existentes, caracterizadas por la presencia de roca caliza dura, maciza, de fuerte pendiente. La toma inclinada tenía seis compuertas rodantes de 1,5 m de ancho por 2,70 m de altura, ubicadas a diferentes cotas, mas una compuerta rodante, cuadrada, de 1,40 m de lado, situada en la entrada de la descarga de fondo, en la base de la estructura.

La toma inclinada, anclada a la ladera, había sido seleccionada como resultado de una serie de consideraciones hechas por los proyectistas, en especial, teniendo en cuenta la elevada sismicidad de la zona, la excelente calidad del macizo rocoso existente en la ladera, y por el hecho de que a través de esta estructura tendría que pasar el agua para el abastecimiento de las ciudades y poblaciones más importantes de la región nor-oriental del país, incluyendo la Isla de Margarita, lo que implicaba que esta obra debía tener una gran confiabilidad.

Por razones que se desconocen (aparentemente reducción en el plazo de construcción y economía), el desaparecido INOS, aceptando una solicitud de la empresa constructora, decidió cambiar el proyecto de la toma inclinada por una torre-toma vertical de concreto postensado, de sección cilíndrica, de 7,40 m de diámetro interior y 111 m de altura, lo que la hace la más alta de Venezuela, Figura 29.2.

En lugar de las compuertas planas, rodantes, previstas en el proyecto original, se utilizaron válvulas mariposa de 2,13 m de diámetro, en igual número y a las mismas cotas que en la toma inclinada, Figura 29.3.

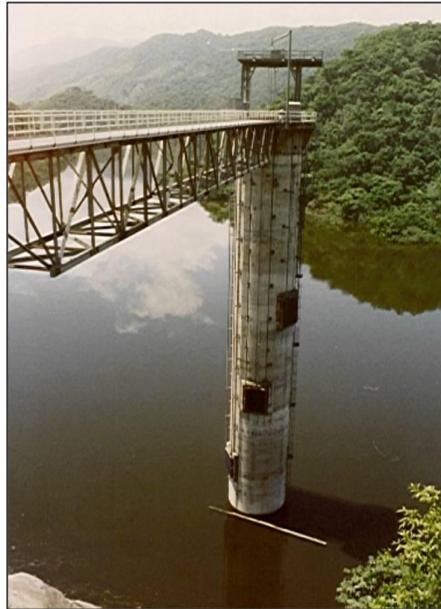
La torre- toma, en su base, se une al túnel mediante un codo vertical. La primera parte del túnel, de 6,50 m de diámetro, funciona a presión. La segunda parte del túnel lleva instalada en su interior una tubería visitable de acero de 3 m de diámetro. A la salida del túnel la tubería se bifurca mediante un ramal que se dirige hacia la planta de tratamiento. El ramal que continúa alineado con el eje del túnel lleva instalada una válvula esférica de emergencia, y en su extremo aguas abajo una válvula Howell-Bunger de regulación, ambas de 3 m de diámetro. El objetivo principal de estas válvulas, de acuerdo al proyecto original, era permitir el vaciado rápido del embalse en casos de emergencia, en especial después de la ocurrencia de un sismo que pudiera afectar la presa principal o el tapón Los Algarrobos, teniendo en cuenta la existencia aguas abajo de la ciudad de Barcelona, capital del Estado Anzoátegui. En casos como éste es de especial importancia contar con órganos de desagüe que permitan vaciar rápidamente el tercio superior de la presa, el cual es especialmente vulnerable a sufrir daños durante la ocurrencia de eventos sísmicos importantes.

Es por las razones indicadas, que se había adoptado en el proyecto original la toma inclinada, ya que esta estructura es de vital importancia para garantizar el vaciado del embalse en casos de emergencia. Este componente del conjunto de las obras había sido diseñado con un amplio factor de seguridad contra las acciones sísmicas y contra cualquier otra situación desfavorable que pudiera presentarse durante la vida útil del embalse, ya que si la toma llegara a sufrir algún daño durante la ocurrencia de tales eventos, que impidiera su funcionamiento, no solo no podría abastecerse la demanda de agua potable, sino que tampoco podría vaciarse el embalse.



**Figura 29.2.-** Torre-toma vertical. Al fondo se ve la ladera formada por caliza dura, maciza, donde inicialmente se había proyectado implantar la toma inclinada.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Una vez construida la torre-toma vertical, al efectuarse las pruebas de funcionamiento de la descarga al cauce, se observó que al abrir la válvula Howell-Bunger mas del 30% (Figura 29.4), la torre comenzaba a oscilar. Las personas paradas sobre la plataforma de operación de la torre percibían una sensación de mareo, similar a la que se siente sobre una embarcación en un mar relativamente calmado. La torre se desplaza gradualmente, oscilando alternadamente hacia los lados. El puente de estructura metálica que sirve de acceso a la torre-toma cruzía, observándose que la junta que lo vincula a ésta se abría y cerraba. Si se continuaba incrementando la abertura de la válvula de la descarga la oscilación de la torre-toma se incrementaba, produciendo en el operario el temor de que la misma pudiera colapsar, lo que lo hacía desistir de continuar hacia aberturas mayores.



**Figura 29.3.-** Torre-toma en operación.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 29.4.-** En primer plano: Válvula de 3 m de diámetro operando al 30% de abertura.  
En segundo plano: Válvula de la descarga de fondo de 60 cm de diámetro, a su máxima capacidad. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Para evitar daños a la estructura de la torre se ha soldado un tope en la válvula Howell-Bunger que impide abrirla más del 30%.

Los problemas de oscilación de la torre se deberían principalmente a su gran esbeltez, aunque se ha planteado la posibilidad de que también influya en ellos lo siguiente:

- La válvula Howell-Bunger de 3 m de diámetro, tiene una capacidad de descarga superior al caudal que ingresa a la torre-toma a través de una de las válvulas mariposa ( $D=2,13$  m) utilizada en un momento dado para captar agua del embalse a la profundidad más conveniente.
- Por lo tanto, cuando se opera la Howell-Bunger con aberturas importantes (mayores al 30%), el nivel del agua dentro de la torre desciende respecto a la cota del embalse.
- De acuerdo a este planteamiento, la torre se vacía parcialmente y el chorro que entra por la válvula mariposa choca contra la pared opuesta de la misma, produciendo su vibración.
- También podría contribuir a la oscilación el hecho de que al vaciarse parcialmente la torre, las fuerzas hidrostáticas hacen que ella funcione como una especie de flotador cilíndrico sumergido, en el que la fuerza de flotación hace disminuir el peso de la estructura.

Por haber sido limitada la abertura de la válvula de la descarga al 30% de la total, el tiempo necesario para vaciar el tercio superior de la presa, en caso de ocurrir una emergencia, es actualmente de unos 40 días, y el tiempo necesario para el vaciado total del embalse es de unos 100 días. Ambos plazos son mayores a los establecidos en el proyecto original.

La toma selectiva inclinada proyectada originalmente no habría presentado ningún problema de oscilación por carecer de esbeltez y por estar anclada a la roca de la ladera. Por lo tanto, no representaría ningún inconveniente abrir la válvula de la descarga a su máxima capacidad, lo que permitiría cumplir holgadamente con los tiempos mínimos de vaciado establecidos por las normas. Además, por las excelentes condiciones de fundación en la ladera, dicha estructura no sería afectada por los sismos. Como resultado de la oscilación observada en la torre-toma vertical, con el funcionamiento normal del embalse, surgen dudas respecto al comportamiento de esta estructura al producirse un sismo importante en la zona.

Parece un contrasentido haber cambiado el proyecto original de la toma, argumentando que así se lograría una reducción en el plazo de ejecución de la obra, cuando la misma, después de construida la torre, estuvo paralizada por 6 años, y el embalse solo entró en operación 8 años después de terminada la toma. La justificación del cambio de proyecto por razones de economía también es discutible por la importancia que reviste el hecho de tratarse de una estructura que capta el agua que abastece a prácticamente toda la región nor-oriental del país y que, tal como se expuso anteriormente, debe tener un alto factor de seguridad, ya que en caso de falla ni siquiera sería posible vaciar el embalse.

### Problemas en la Presa.

La presa principal está fundada, tanto en el valle, como en los estribos, en roca caliza dura, maciza. De acuerdo al proyecto original, estaba constituida por enrocados zonificados de la manera siguiente (Figuras 29.5 y 29.6):

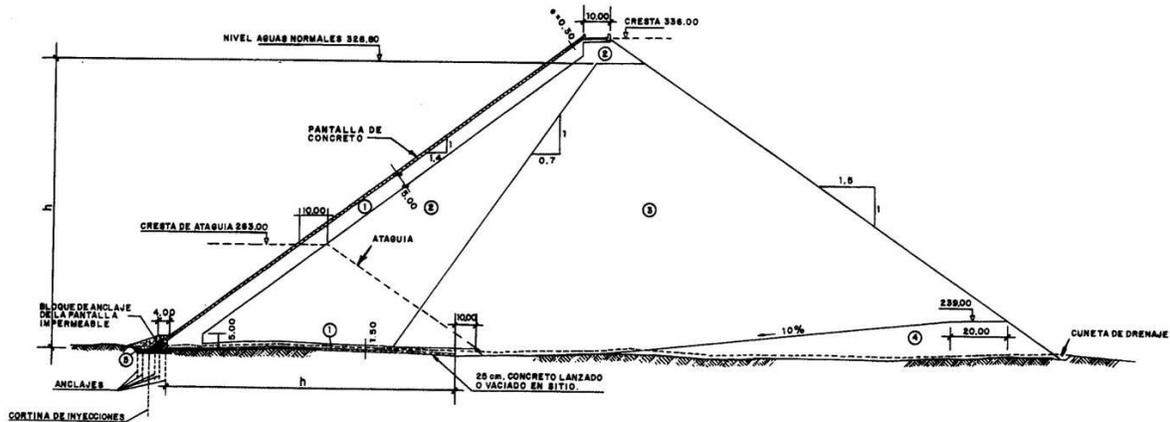


Figura 29.5.- Sección transversal, original, de la presa.



Figura 29.6.- Vista de conjunto de la presa y de la torre-toma, al iniciarse el primer llenado del embalse. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Zona 1: Caliza de cantera, cuidadosamente compactada. Los planos indican para esta zona un espesor igual a 5 m, medidos en forma perpendicular al talud aguas arriba. El tamaño medio de la Zona 1 era de 30 mm, y su rango granulométrico estaba comprendido entre 6,5 mm y 180 mm. Esta zona sirve de apoyo directo a la losa de concreto de la presa.

Zona 2: Caliza de cantera, con compactación especial. Tamaño medio: 90 mm, y un rango granulométrico comprendido entre 18 mm y 300 mm.

Zona 3: Caliza de cantera, compactada, con un tamaño medio de 200 mm y un rango granulométrico comprendido entre 40 mm y 600 mm.

Zona 4: Caliza compactada, formada por los bloques de mayor tamaño obtenidos de la cantera. Por esta zona, ubicada en forma de cuña en el pie aguas abajo de la presa, afloraría cualquier filtración que tuviese lugar a través de la presa o de sus estribos, de allí la importancia de contar con la máxima resistencia al arrastre por parte del flujo emergente, proporcionado por los bloques de roca de mayor tamaño obtenidos de la cantera.

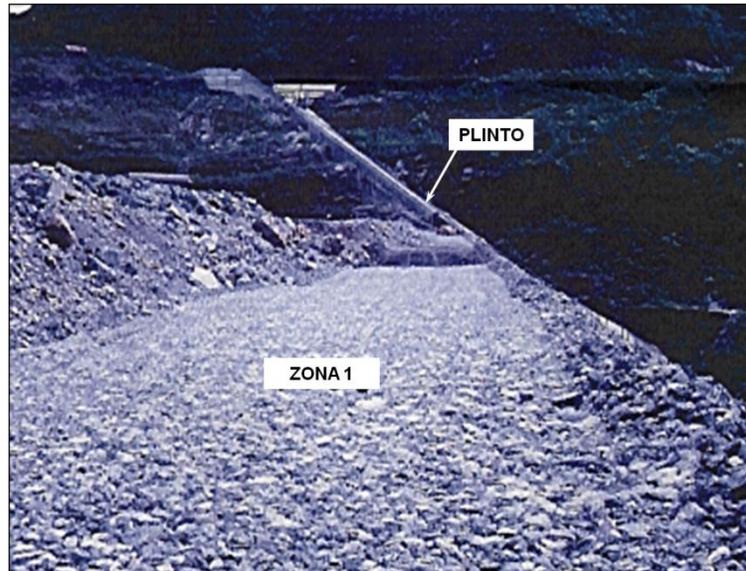
Zona 5: El proyecto original contemplaba cubrir la junta entre la losa de concreto y el bloque de anclaje, en la zona del valle del Río Neverí, con una berma de 5 m de espesor, formada por grava arcillosa compactada a paso de máquina. El propósito de esta zona era impermeabilizar cualquier rotura en los sellos flexibles de la junta perimetral, en la parte inferior de la presa, donde dichos sellos están sometidos a la máxima carga hidrostática.

El criterio utilizado en la zonificación de la presa era el de ir aumentando gradualmente los tamaños de las partículas de las diferentes zonas del pedraplén en dirección hacia el talud aguas abajo. La Zona 1 es la que debería construirse con las partículas de menor tamaño y con una compactación más cuidadosa, para servir de apoyo a la losa de concreto del talud aguas arriba. La Zona 2 estaba formada por bloques de enrocado con tamaños mayores que los de la Zona 1, pero con una granulometría que no permitía la migración de las partículas de dicha zona. Lo mismo se establecía para los contactos entre las Zonas 2 y 3, y entre las Zonas 3 y 4.

Según informaciones proporcionadas por ingenieros que participaron en la obra, durante la construcción de la misma se eliminó la zonificación indicada en el proyecto original, con la única excepción de la Zona 1, la cual fue respetada, Figura 29.7. Esta zona habría sido construida mediante capas de 50 cm de espesor, compactadas con 10 pasadas de un vibrocompactador de 10 toneladas. El resto del pedraplén se habría construido utilizando material no seleccionado de la cantera (quarry random), con tamaño máximo de 1 m, compactado en capas de 1,20 m de espesor, con 4 pasadas del mismo vibrocompactador. La Zona 5 no fue construida.

La losa de concreto constituye el elemento impermeable de la presa. Su espesor es variable, comenzando en 30 cm a nivel de la cresta y aumentando gradualmente con la profundidad hasta alcanzar un espesor máximo de 1 m aproximadamente, a cota del

cauce. La losa está reforzada con acero colocado en el centro de su espesor, con una cuantía de 0,5% del área de concreto, en ambas direcciones, Figura 29.8.



**Figura 29.7.-** Zona 1 de la presa, detrás de la cual se observa el enrocado utilizado en el resto de la obra (1980). (Cortesía del Ing. J. Barry Cooke).



**Figura 29.8.-** Vista de la losa de concreto. Obsérvese la junta perimetral y el plinto. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

La losa está formada por 33 paños verticales, cuyos anchos son de 15 m y de 12,15 m, en forma alternada. Los paños verticales de la losa responden a las necesidades del vaciado del concreto y están separados por juntas de construcción a través de las que pasa el acero de refuerzo, por lo que desde el punto de vista estructural la losa es monolítica, siendo su única junta de dilatación la que la vincula al bloque de anclaje o plinto.

Los extremos inferiores de los paños verticales de la losa se vinculan, mediante una junta de dilatación, a un bloque o plinto de concreto, fuertemente armado y anclado a la roca, donde están ubicadas las toberas de la cortina de inyecciones para la impermeabilización de la fundación.

La junta de dilatación entre el plinto y la pantalla de concreto tiene una abertura de 2,5 cm y lleva dos sellos de goma de 9" con bulbo central de gran deformación, Figura 29.8.

La presa fue diseñada utilizando los últimos avances tecnológicos de la época (1975), mediante la asesoría de dos de los profesionales más destacados en esta especialidad a nivel mundial, como fueron los ingenieros consultores J. Barry Cooke y James Sherard.

La presa principal se terminó de construir a finales de 1980, pero fue puesta en servicio a finales de 1988 cuando se concluyó la construcción del tapón Los Algarrobos.

#### **Filtraciones en la Presa Principal.**

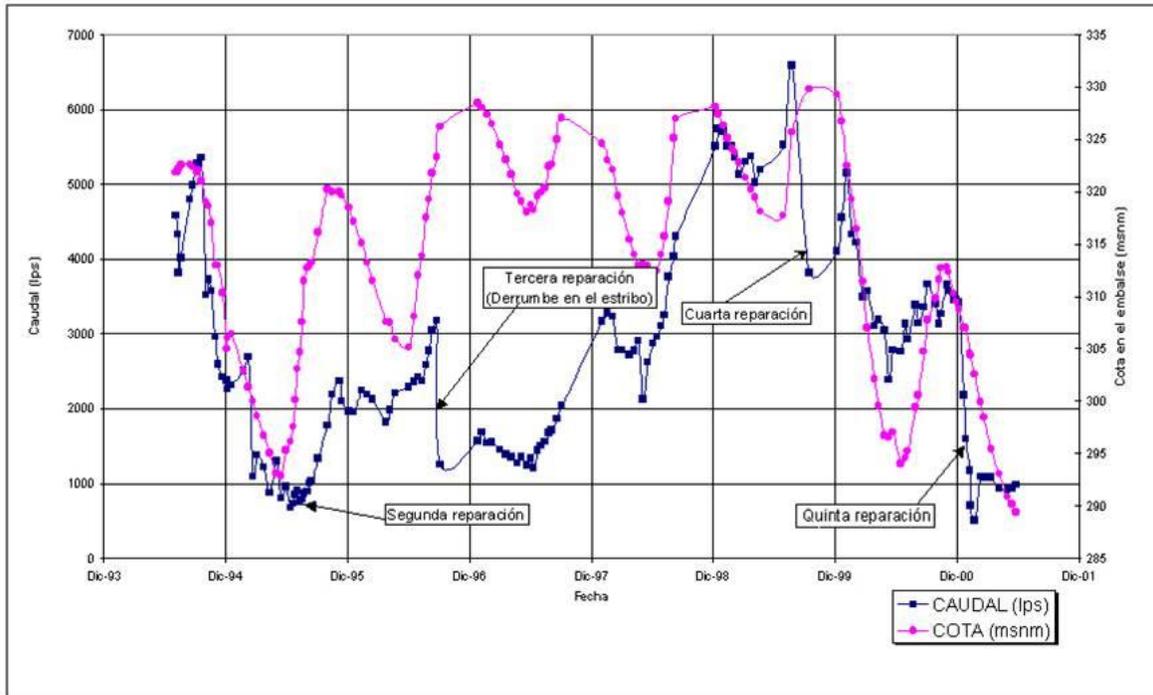
A partir de junio de 1989 se comenzaron a observar filtraciones a través de la presa principal, que llegaron hasta los 300 lps. Las filtraciones afloraban en la parte inferior del talud aguas abajo. Se decidió entonces bajar el nivel del embalse hasta la cota 302 msnm, observándose que el caudal de las filtraciones disminuyó en un 50%. También se determinó que las filtraciones estaban localizadas en una zona de la losa de concreto situada hacia el estribo izquierdo, a una profundidad de unos 50 m respecto al nivel normal del embalse.

Para tratar de reducir el caudal infiltrado se procedió a volcar desde la cresta de la presa, un material formado por una mezcla de arena y arcilla, con la finalidad de que fuese arrastrado por el flujo dentro de la junta perimetral de la losa y la rellenara, ya que se sospechaba que el problema podría residir en dicha junta, como es usual en este tipo de presas. La filtración se redujo considerablemente, estimándose que el caudal emergente al pie de la presa bajó a un valor comprendido entre 10 y 60 lps, según diferentes fuentes de información.

Se pensó que los trabajos de volcado de material areno-arcilloso habían sido exitosos, pero sin embargo, el caudal de las filtraciones fue aumentando gradualmente, hasta alcanzar y superar los 300 lps. Aguas abajo de la presa se había construido un vertedero calibrado para medir el caudal infiltrado. El caudal alcanzó tal magnitud que produjo la destrucción del vertedero y el flujo cambió de cauce.

A partir de agosto de 1994 se comenzaron a hacer aforos periódicos de las filtraciones. Los resultados de los aforos, junto con las cotas correspondientes del embalse aparecen en forma gráfica en la Figura 29.9, en la que se observa que el caudal ha venido

umentando de manera sostenida desde entonces, siendo el valor máximo registrado el correspondiente al 23 de agosto de 1999, que alcanzó los 6,59 m<sup>3</sup>/s, con una cota en el embalse igual a 325,70 msnm.



**Figura 29.9.-** Filtraciones y niveles del embalse.

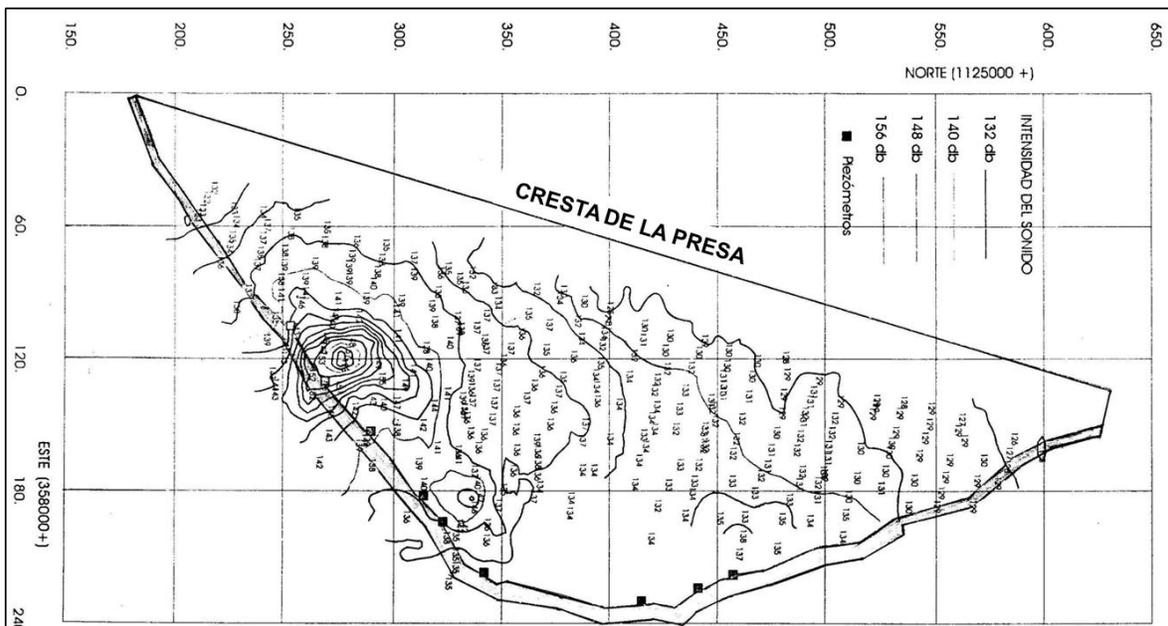
A principios de 1994 las fugas comenzaron a aumentar hasta alcanzar en el mes de mayo unos 2.500 lps, Figura 29.10. El 20 de octubre de ese mismo año fue aforado un caudal de 5.375 lps. Esta situación causó preocupación entre las personas responsables de la operación del embalse, lo que hizo que se decidiera bajar su nivel y hacer una exploración subacuática de la superficie de la losa.

La primera actividad exploratoria, efectuada en 1994, consistió en una inspección sónica, desplazando un micrófono (hidrófono) sobre la superficie de la losa para registrar los niveles de ruido en sus diferentes sectores. Un ruido elevado está asociado al flujo concentrado de las filtraciones en ese sector, al penetrar por la junta perimetral abierta o por fracturas en la losa. Simultáneamente se ubicaban los sitios de medición del ruido por medio de un GPS.

Por este procedimiento se detectó una zona de la losa con niveles de ruido elevados. La Figura 29.11 presenta las curvas de nivel de ruido, observándose que éste se intensifica en la parte media de la losa, hacia su contacto con el plinto en el estribo izquierdo, a una profundidad de unos 50 m respecto al nivel normal del embalse. Los resultados obtenidos indicaron que las fugas de agua se localizan en una zona de la losa y no a lo largo de las juntas de construcción o de la junta de dilatación entre la pantalla y el bloque de anclaje, como se creyó en un principio.

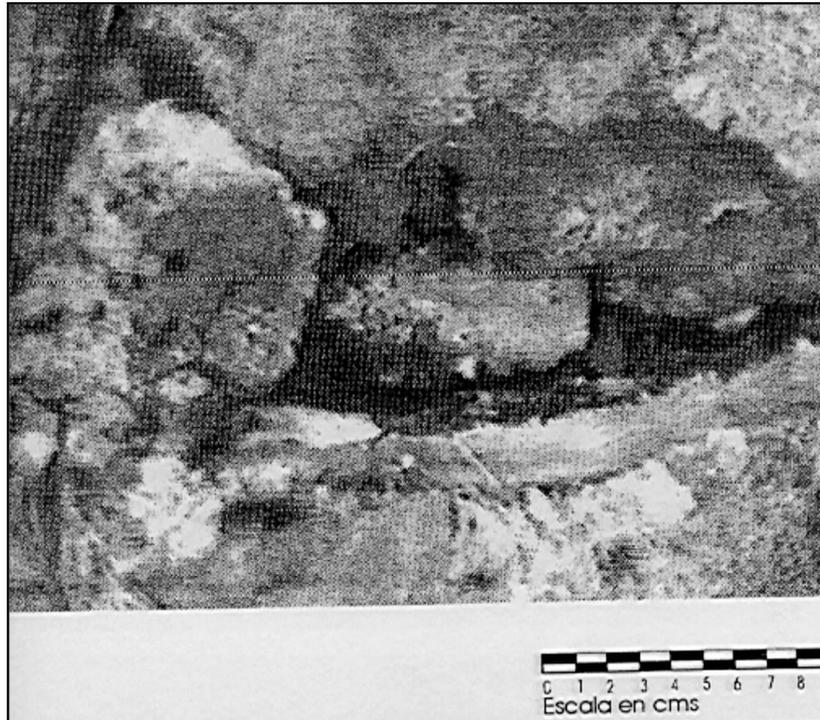


**Figura 29.10.-** Filtraciones aflorando al pie de la presa, en Septiembre de 1994.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 29.11.-** Resultado de la exploración sónica. Se observa concentración de ruido en la parte media de la losa, hacia el estribo izquierdo. (J.A. Gómez M., Nov. 1994).

Como siguiente actividad exploratoria (año 1994) se inspeccionó el sector problemático de la pantalla de concreto utilizando una cámara subacuática de televisión, grabando en vídeo las imágenes obtenidas. Se pudo identificar una zona de la pantalla con grietas y aberturas de hasta 20 cm, así como áreas asentadas de la losa, todo ello al pie de los paños números 7, 8 y 9, cerca del plinto, Figura 29.12.



**Figura 29.12.-** Una de las numerosas imágenes subacuáticas, que muestran el sector fracturado de la losa de concreto. (Cortesía de HIDROVEN).

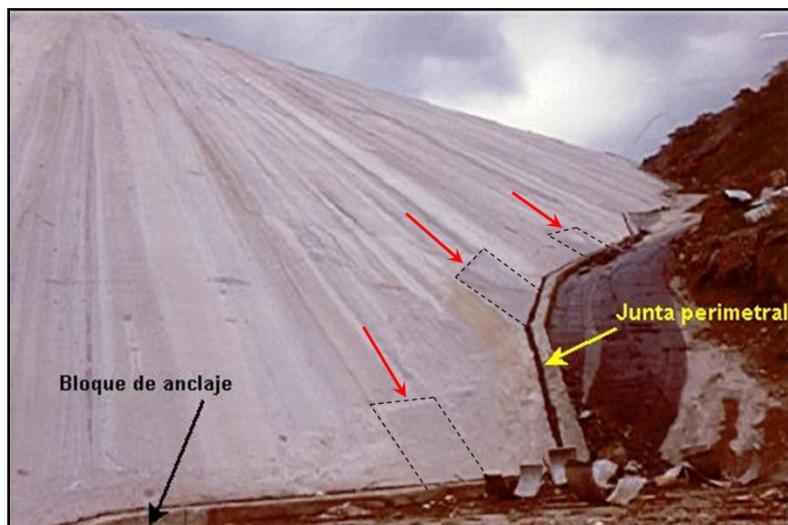
El proyecto de la presa incluía la instalación de una serie de piezómetros eléctricos, de cuerda vibrante, a lo largo de la junta perimetral entre la losa y el plinto. Los piezómetros se instalarían directamente debajo de la losa y su función sería la detección de eventuales fugas de agua en esta zona en la que usualmente se presentan. De acuerdo a informaciones suministradas por ingenieros que participaron en la obra, cuando se terminó la construcción de la presa principal los piezómetros (importados) aún no habían llegado al país, por lo que se decidió dejar una serie de ventanas sin vaciar en la losa, para la posterior instalación de dichos instrumentos.

Esas ventanas tenían 3 m de ancho por 4 m de altura, Figura 29.13. Previamente se habían colocado los cables de los piezómetros bajo la losa de concreto, por lo que se dejó para una etapa posterior la instalación de los instrumentos, su conexión a los cables y el vaciado de concreto para cerrar las ventanas de la losa.



**Figura 29.13.-** Vista de dos de las ventanas de la losa, ubicadas hacia el estribo izquierdo, en la zona posteriormente fracturada. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Tal como se indica más arriba, una vez terminada la presa principal en 1980 (sin el vaciado de las ventanas de los piezómetros), la obra fue paralizada y la empresa constructora se retiró. En 1986 se reiniciaron las actividades, con la construcción del tapón Los Algarrobos, el cual quedó terminado en 1988. En algún momento del período 1980 - 1988 (probablemente hacia el final del mismo) se instalaron los piezómetros y se vació el concreto en las ventanas de la losa, Figura 29.14.



**Figura 29.14.-** Ventanas de la losa ubicadas hacia el estribo derecho, después del vaciado de concreto para su cierre. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Durante la exploración subacuática con la cámara de vídeo, efectuada en 1994, llamó la atención el estado de deterioro del concreto vaciado en las ventanas de los piezómetros, al pie de las losas N° 7 y N° 9, observándose los cables de dichos instrumentos desprendidos. Además, en diferentes sitios era notable la pérdida del material cementante, desintegración del concreto y una gran cantidad de pequeños agujeros que atravesaban la losa.

Las grietas no tenían un alineamiento predominante, eran más bien de trayectorias erráticas, Figura 29.12. La longitud promedio de las grietas era de 5 m. Además de las fracturas y grietas se observó en la superficie del concreto algunos desprendimientos en forma de escamas paralelas al plano de la losa.

### **Reparaciones Efectuadas.**

En cinco oportunidades se han efectuado trabajos con el propósito de corregir las filtraciones de la presa principal. Una de ellas fue fortuita, por causas naturales. Las reparaciones consistieron básicamente en volcar materiales granulares de diversos tamaños de partículas, con la finalidad de que el flujo de las filtraciones los introdujera en las grietas, las rellenara y las sellara.

### **Primera Reparación.**

Este trabajo, descrito más arriba, se efectuó en el año 1989, cuando las filtraciones alcanzaron los 300 lps. Se volcó desde la cresta de la presa, directamente sobre la losa de concreto, un material formado por una mezcla de arena y arcilla. La filtración se redujo considerablemente, estimándose que el caudal emergente al pie de la presa bajó a un valor comprendido entre 10 y 60 lps, según diferentes fuentes de información.

Se pensó que los trabajos de volcado de material areno arcilloso habían sido exitosos, sin embargo, el caudal de las filtraciones fue aumentando gradualmente con el tiempo, hasta alcanzar y superar los 300 lps, Figura 29.15.



**Figura 29.15.-** Filtraciones aflorando al pie del talud aguas abajo de la presa.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### Segunda Reparación.

Tuvo lugar a finales de 1994, y fue la consecuencia de las investigaciones efectuadas ese mismo año. En esta oportunidad el trabajo se hizo de una manera más tecnicada, mediante una gabarra en el embalse. El material granular para el sellado de las grietas y cavidades fue bajado a la gabarra desde la cresta de la presa, mediante una tubería de acero colocada sobre la losa de concreto del talud aguas arriba. La gabarra se posicionaba sobre la zona fracturada de la losa y el material era vaciado a través de una tubería vertical, Figura 29.16.

El trabajo se hizo utilizando dos materiales con diferentes granulometrías: Un material grueso, consistente en una gravilla o arrocillo, bastante uniforme, cuyo tamaño medio era de 3 mm aproximadamente, el cual se colocó inicialmente. Un material fino, consistente en una arena uniforme, con un tamaño medio de 0,4 mm aproximadamente, el cual se colocó después del vertido del material grueso. En total se volcaron 121 m<sup>3</sup> de gravilla y 33,5 m<sup>3</sup> de arena.



**Figura 29.16.-** Gabarra posicionada sobre la zona fracturada de la losa, volcando sobre ella el material granular, durante la segunda reparación (1995).  
(Cortesía de HIDROVEN)

Se había previsto que el trabajo de relleno de las grietas sería complementado posteriormente con la colocación de una membrana impermeable fijada al concreto de la losa, cubriendo toda la zona fracturada, pero por falta de recursos económicos, la colocación de la membrana no se llevó a cabo y la empresa constructora se retiró de la obra sin concluir el trabajo.

El simple volcado de la gravilla y la arena sobre la zona agrietada de la losa tuvo un efecto importante en la reducción de las filtraciones, las cuales bajaron a 674 lps en el aforo realizado el 13 de julio de 1995. Lamentablemente, ocurrió lo mismo que con la primera reparación: gradualmente el caudal infiltrado fue aumentando en los meses siguientes, hasta alcanzar un valor igual a 3.173 lps en Septiembre de 1996.

### **Tercera Reparación.**

Esta reparación se debió a causas naturales. A finales de Septiembre de 1996 ocurrió un pequeño deslizamiento de terreno en el estribo izquierdo, inmediatamente aguas arriba de la presa (Figura 29.17), el cual, al caer sobre la losa de concreto, llegó a la zona fracturada y la obstruyó parcialmente, haciendo que el caudal de las filtraciones se redujera de manera súbita a 1.255 lps, según un aforo efectuado el 3 de Octubre de 1996. Posteriormente, al igual que en las reparaciones anteriores, el caudal aumentó gradualmente y el efecto de esta reparación natural se perdió.



**Figura 29.17.-** Pequeño deslizamiento de terreno en la margen izquierda, que originó la tercera reparación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

### **Cuarta Reparación.**

En el aforo efectuado el 23 de Agosto de 1999 las filtraciones alcanzaron la alarmante cifra de 6.586 lps, siendo éste el valor máximo registrado en la historia de esta presa, Figura 29.18. Esta situación fue causa de preocupación, acometiéndose de inmediato trabajos para reducir las fugas.

Analizando las experiencias obtenidas de las reparaciones anteriores, se llegó a la conclusión de que las mismas posiblemente habrían fracasado por las razones siguientes:



**Figura 29.18.-** Filtraciones aflorando al pié de la presa, en 1999, antes de la cuarta reparación. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- Los materiales volcados sobre la zona fracturada de la losa de concreto fueron excesivamente finos, lo que dio como resultado que no pudieran ser retenidos permanentemente por el enrocado de la Zona 1 y paulatinamente fueron arrastrados por el flujo de las filtraciones. Esto se pudo comprobar, al observarse depósitos de arena a ambos lados del cauce, inmediatamente aguas abajo de la presa, donde afloran las filtraciones. Estos depósitos de arena no existían anteriormente ya que el cauce del Río Neverí en este sector es rocoso, por lo que la procedencia de los mismos solo pudo ser del material arrastrado a través de los vacíos del enrocado de la presa.
- Los trabajos de corrección de fugas nunca fueron ejecutados de manera completa. No se llegaron a rellenar totalmente las cavidades, ni se colocó una membrana impermeable sobre la zona fracturada para rematar los trabajos.

En consecuencia, dada la urgencia en bajar el caudal de las filtraciones, se decidió en esta cuarta ocasión, proceder a volcar materiales de diferentes granulometrías sobre la losa de concreto, desde la cresta de la presa, ya que la preocupación generada por el incremento del caudal infiltrado desaconsejaba realizar trabajos más tecnificados que hubieran requerido acondicionar la gabarra y por lo tanto necesitarían más tiempo para su ejecución que el volcado directo de los materiales desde la cresta, procedimiento que, por otra parte, había demostrado ser de rápida ejecución en las reparaciones anteriores.

En esta oportunidad se volcaron cuatro tipos de materiales en forma secuencial:

Material Grueso: Piedra picada comprada en una cantera de la zona (El Paradero), Con tamaño máximo igual a 25 mm (1"). Volumen volcado: 304 m<sup>3</sup>, Figura 29.19.



**Figura 29.19.-** Volcado del material grueso sobre la losa de concreto de la presa, durante la cuarta reparación. (Cortesía del Ing. Félix Luque).

Material Intermedio Grueso: Grava y arena gruesa, obtenida del préstamo Cerro El Muerto. Volumen volcado: 260 m<sup>3</sup>.

Material Intermedio Fino: Arena gruesa a media, con algo de grava, obtenida del préstamo Río Colorado. Volumen volcado: 110 m<sup>3</sup>.

Material Fino: Arena fina, limo arcillosa. Volumen volcado: 224 m<sup>3</sup>.

Los trabajos se iniciaron el 24/9/99 y finalizaron el 3/10/99. Un aforo efectuado el 15/10/99 midió un caudal de las filtraciones igual a 3.812 lps, lo que indica que las mismas se redujeron al 58% del valor que tenían antes del volcado del material (6.586 lps), Figura 29.20.

En esta cuarta reparación se utilizó una granulometría mucho más gruesa que la empleada en los trabajos anteriores. El material grueso utilizado tenía tamaños de partículas que deberían ser retenidas por el enrocado de la Zona 1 de la presa, suponiendo que dicha zona haya sido construida de acuerdo a la banda granulométrica que aparece en los planos del proyecto original, lo cual no pudo ser verificado. Este material grueso fue el primero en ser volcado, con el propósito de rellenar parte de las cavidades existentes y formar una base de granulometría conocida sobre la que deberían quedar retenidas las partículas de los diferentes materiales volcados posteriormente, en forma sucesiva.



**Figura 29.20.-** Filtraciones aflorando al pié de la presa, después de la cuarta reparación. Compárese con la Figura 29.18. (Cortesía del Ing. Félix Luque).

#### **Quinta Reparación.**

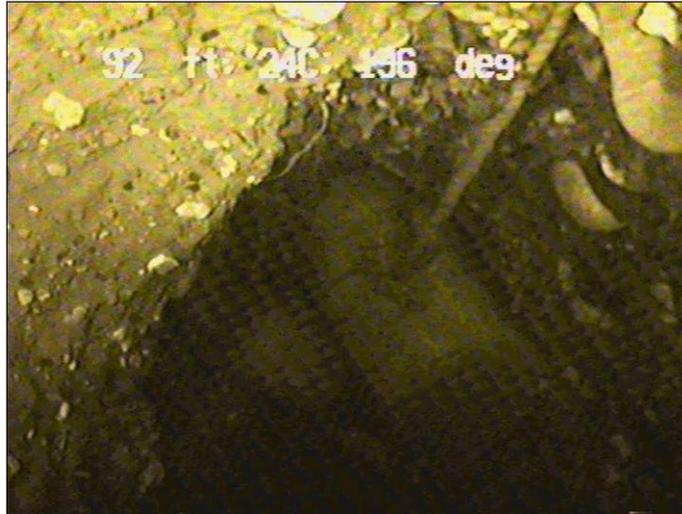
En el período Marzo - Abril del 2000 se exploró la zona problemática de la losa de concreto, mediante la utilización de un minisubmarino (ROV) dirigido desde la superficie, y equipado con una cámara de video, Figura 29.21.



**Figura 29.21.-** Minisubmarino (ROV). (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).

También se hizo una batimetría de la zona. Las exploraciones indicaron que la losa de concreto estaba cubierta con materiales de diferentes tamaños de partículas, cuyos espesores superaban los siete metros en algunas secciones, y eran el producto de las diferentes reparaciones y del deslizamiento natural ocurrido en la ladera izquierda.

Se detectó la presencia de huecos o cráteres a través de los materiales granulares (Figura 29.22), en los que se constató la entrada de un flujo concentrado, puesto en evidencia al colocar sacos plásticos vacíos en la boca de uno de ellos, observándose con la ayuda del ROV que eran arrastrados rápidamente hacia su interior.



**Figura 29.22.-** Vista de uno de los cráteres detectados por el ROV, en el que se introdujo un cilindro de concreto amarrado a una cuerda con una boya en la superficie del embalse para su ubicación. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).

Por estos cráteres se estaría fugando la mayor parte del caudal de las filtraciones, ya que en el resto de la superficie de la masa granular que recubría la losa, los sacos volcados no experimentaron ningún arrastre que indicara la penetración de flujo a través del relleno.

La batimetría parecía indicar que los materiales deslizados de la ladera izquierda en 1996 y los materiales gruesos volcados en primer lugar sobre la losa de concreto desde la cresta de la presa en 1999, fueron detenidos en su caída, por el estribo izquierdo y por el plinto, acumulándose sobre la zona fracturada de la losa. Es posible que los materiales que fueron volcados posteriormente en 1999 (intermedios y finos) se hayan depositado hacia la parte superior del relleno, al ser detenidos por éste en su caída sobre la losa, por lo que las partes media e inferior de la zona fracturada no fueron impermeabilizadas por ellos. En conclusión, los materiales de diferentes granulometrías volcados sobre la losa, se habrían segregado.

Para la corrección final de las fugas de agua se adoptó el siguiente plan de trabajo:

- En primer lugar, se rellenaron los cráteres existentes volcando en su interior sacos plásticos, piedra picada, grava arenosa y arcilla, utilizando para ello la gabarra posicionada sobre dichas depresiones.
- Como segunda actividad se barrió la superficie del relleno, utilizando un carro sumergible que proyectaba chorros de agua a presión, Figuras 29.23 y 29.24. El propósito del barrido era desplazar hacia abajo los materiales de la parte superior para introducirlos en los cráteres y uniformizar la superficie del relleno para la posterior colocación de una membrana plástica impermeable, Figuras 29.25, 29.26, 29.27, 29.28 y 29.29.



**Figura 29.23.-** Barredora siendo bajada por la losa de concreto de la presa.  
(Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).



**Figura 29.24.-** Detalle de los chorros a presión proyectados por la barredora.  
(Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).



**Figura 29.25.-** Material seleccionado, depositado en la gabarra para su posterior colocación en las cavidades mediante tuberías. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).



**Figura 29.26.-** Extremo de la tubería descargando el material de relleno en una de las cavidades. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).



**Figura 29.27.-** Colocación de la membrana plástica sobre el relleno que cubre la zona fracturada de la losa. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).

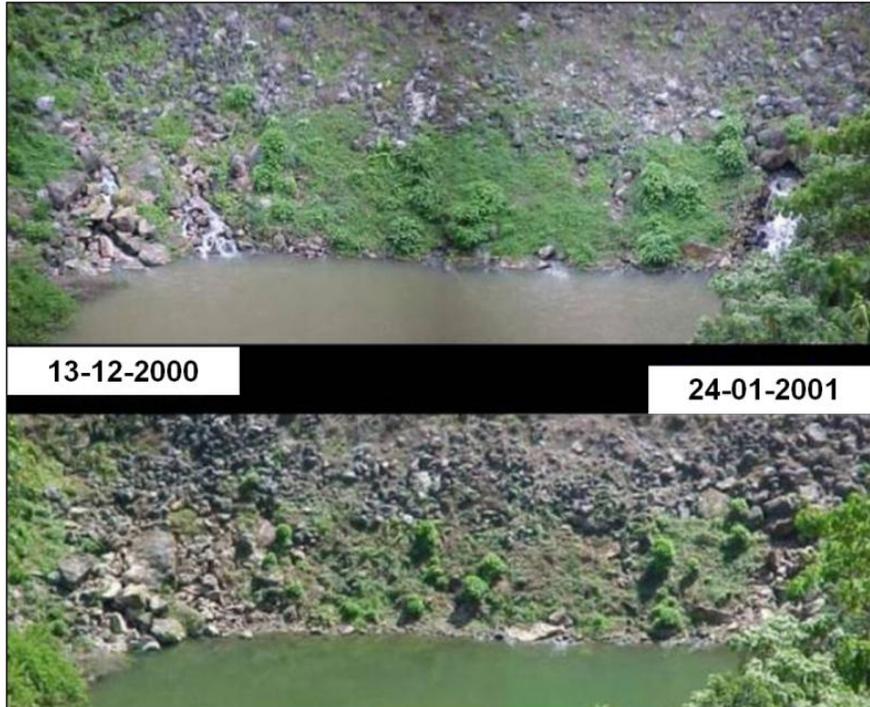


**Figura 29.28.-** Extensión de la membrana aguas arriba mediante la gabarra. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).



**Figura 29.29.-** Membrana instalada. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).

La Figura 29.30 muestra la reducción de las filtraciones a aproximadamente 1 m<sup>3</sup>/s, producida por la instalación de la membrana impermeable.



**Figura 29.30.-** Comparación del pie del talud aguas abajo de la presa donde emergen las filtraciones, antes y después de la instalación de la membrana impermeable. (Cortesía del Ing. Carlos Pimentel).

#### **Causas de las Filtraciones y de su Incremento Constante.**

Como resultado de los análisis e investigaciones efectuadas se han planteado las siguientes hipótesis sobre las posibles causas de las filtraciones y de su incremento con el paso del tiempo:

- La presa fue diseñada utilizando los últimos avances tecnológicos de la época en la que se elaboró el proyecto (1978), contando con la asesoría de dos de los profesionales más destacados en esta especialidad a nivel mundial, como eran los ingenieros consultores Barry Cooke y James Sherard.
- Decenas de presas con diseños similares al de Turimiquire han sido construidas en el mundo y se han comportado satisfactoriamente. Por otra parte, los diseños utilizados en aquella época se consideran actualmente como conservadores, ya en los años subsiguientes este tipo de proyectos evolucionó hacia pantallas de concreto de menor espesor y con menos acero de refuerzo.

- Tal como se expone más arriba, las fundaciones de la obra son excelentes, por estar constituidas por roca caliza dura, maciza, tanto en el valle como en los estribos. Por otra parte, el plinto es una estructura de concreto muy reforzada y robusta, firmemente anclada a la roca dura, e inyectada con cemento a presión, por lo que se descartan eventuales filtraciones a través de esta parte de la obra o de su fundación.
- La presa no ha sufrido ningún asentamiento fuera de lo normal para este tipo de obras, ni en su cresta ni en los taludes.

Las causas más probables de las filtraciones podrían ser las siguientes:

- Tal como se expuso anteriormente, cuando se construyó la losa de concreto de la presa, se dejaron sin vaciar, por varios años, una serie de ventanas de 3 m de ancho por 4 m de altura para la posterior instalación de los piezómetros, Figura 29.13 y 29.14. Durante la exploración subacuática con la cámara de vídeo, efectuada en 1994, llamó la atención el estado de deterioro del concreto vaciado en las ventanas de los piezómetros, al pie de las losas N° 7 y N° 9, observándose los cables de dichos instrumentos desprendidos. Además, en diferentes sitios era notable una pérdida del material cementante, generando una desintegración del concreto y la presencia de un gran número de pequeños agujeros que perforaban la losa, formando una estructura que fue denominada “panal de abejas”.
- Lo anterior es un indicio de que el concreto vaciado en las ventanas pudo haber presentado algún problema, bien sea en su elaboración, vaciado, vibrado, adherencia al concreto anterior, adherencia al acero de refuerzo colocado varios años antes, lluvia en el momento del vaciado, etc. Tampoco es descartable que el material de la Zona 1 donde se apoyó el concreto de éstas ventanas haya tenido una compactación deficiente, o hubiese perdido parte de su compactación inicial con el paso de los años, por el uso de rocas mezcladas con suelos, etc., por lo que estos materiales podrían haber sufrido asentamientos al recibir el empuje de las losas de las ventanas, originando su agrietamiento.
- Cualquiera que sea la causa, resulta evidente como producto de la exploración subacuática, que en la zona fracturada de la losa debió existir algún problema local, ya que la rotura ocurrió en un sector que está a unos 50 m de profundidad y no en otros más profundos, con cargas de agua de más de 100 m. Además, la zona fracturada coincide con el área en que están ubicadas dos de las ventanas de los piezómetros, lo que hace pensar que las grietas se iniciaron en éstas y se propagaron hacia las superficies adyacentes.
- Al fisurarse el concreto de la losa y debido a la elevada permeabilidad del enrocado de la Zona 1 subyacente, surgieron chorros concentrados, de gran energía, a través de las grietas, que originaron el arrastre de las partículas más finas de la Zona 1 a través del enrocado más grueso del resto del pedraplén, ya que, tal como se expone más arriba, la zonificación de la presa diseñada en el proyecto original habría sido eliminada durante la ejecución de la obra, utilizándose un solo tipo de enrocado para todo el resto de la presa, denominado Zona Común.

- Es posible que el enrocado del pedraplén en contacto con la Zona 1, haya sido construido con bloques de tamaños grandes, cuyos vacíos habrían permitido el arrastre de las partículas de menor tamaño de dicha Zona 1, Figura 29.31. De haber sucedido esto, los chorros de agua a través de las grietas de la losa removieron y arrastraron las partículas de la Zona 1 a través del enrocado de la Zona Común, formándose así cavidades debajo de la losa, que indujeron su asentamiento, la aparición de nuevas fracturas en las que a su vez surgieron nuevos chorros concentrados y así sucesivamente.



**Figura 29.31.-** Diferencias de tamaños entre los enrocados de la Zona 1 y de la Zona Común. (Cortesía del Geol. José Luis López).

- De ser acertada la hipótesis planteada en el punto anterior, se concluye que si no se efectúa una reparación definitiva de esta obra, consistente en el relleno de las cavidades y fisuras, y el recubrimiento de la zona afectada con una membrana impermeable, el problema se seguirá expandiendo, afectando un área cada vez mayor de la losa y de la Zona 1 subyacente, pudiendo llegar a hacerse inmanejable.

Los incidentes presentados por esta presa son un ejemplo lamentable de lo que sucede cuando en los organismos gubernamentales hay falta de continuidad administrativa, se producen interrupciones y abandono de las obras, se cambia el personal técnico, se autorizan modificaciones importantes en la concepción del proyecto sin consultar con los proyectistas, y tienen lugar retrasos sistemáticos por falta de diligencia en la toma de decisiones para efectuar las reparaciones requeridas con urgencia. Todo lo anterior hace pensar que pareciera que durante muchos años no se entendió la importancia de este complejo hidráulico ni las graves consecuencias que implicaría su falla.

Para la fecha de terminación de este libro, aún se colocan mediante buzos, elementos de la membrana impermeable en aquellos sectores de la superficie de la losa que han presentado grietas. Los trabajos se han venido haciendo de manera esporádica, según las disponibilidades presupuestarias.

### REFERENCIAS

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas, Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas 1982.
- 2.- OH2 Ingenieros Consultores.  
Sistema Hidráulico Turimiquire - Actualización de los Parámetros Hidráulicos.  
INOS, Caracas, Octubre 1991.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Visita a la Presa Turimiquire, Río Neverí, Edo. Sucre.  
MARNR, Caracas, Septiembre 1994.
- 4.- Gómez Medina, J. A.  
Inspección, Análisis y Proyecto de Reparaciones de Fugas en la Presa Las Canalitas del Sistema Turimiquire.  
HIDROVEN, Noviembre 1994.
- 5.- Palavicini, I.  
Informe de Inspección: Reparación de la Torre-Toma y la Placa de Concreto de la Represa Turimiquire.  
HIDROVEN, Noviembre 1994.
- 6.- Cooke, J.B.  
Informe: Turimiquire Dam 1980 - 1995 Performance.  
Julio 1995.
- 7.- HIDROCARIBE.  
Relación de Aforos de los Caudales Infiltrados en la Presa Principal del Sistema Turimiquire.  
Junio 1999.
- 8.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Plan de Acciones Para la Corrección de las Filtraciones de la Presa Turimiquire, Río Neverí, Edo. Sucre.  
MARNR, Caracas, Junio 1999.
- 9.- Cooke, J.B.  
Informe: Turimiquire Dam - JBC August 23-25´Review.  
MARNR, Agosto 1999.
- 10.- Suárez Villar, L.M.  
Informe: Acciones a Acometer con Carácter de Urgencia en la Presa Turimiquire Para Reducir Las Filtraciones.  
MARNR, Caracas, Agosto 1999.

- 11.- Luque, F.  
Informe Sobre el Control de Filtraciones - Presa Principal Turimiquire.  
MARNR, Octubre 1999.



## CAPÍTULO 30 – EMBALSE MAPARÁ

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre la Quebrada Churuguara, a 7 km de la población de Churuguara, en el Estado Falcón.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable de Churuguara, Mapará y caseríos vecinos
<b>Embalse:</b>	Nivel normal: 688,60 msnm. Volumen: $10 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 226 ha. Caudal regulado: 100 lps.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra y roca, zonificada, con núcleo de arcilla inclinado y espaldón de enrocado aguas abajo. Altura máxima: 17 m. Ancho de la cresta: 5 m. Longitud de la cresta: 275 m. Cota de la cresta: 691,14 msnm.
<b>Aliviadero:</b>	Ubicación: Sobre una pequeña depresión, en la cola del embalse. Tipo: Canal trapecial en tierra, con vertedero frontal de concreto y descarga libre. Ancho: 30 m. Capacidad máxima: $200 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cota de la cresta: 688,60 msnm.
<b>Tomas:</b>	Tipo: Una toma por bombeo desde una balsa en el embalse, otra toma tipo sifón, y una tercera toma por gravedad.

### Cronología y Problemas en el Aliviadero.

Este embalse fue construido entre 1963 y 1964 por el desaparecido INOS.

El aliviadero consiste en un canal en tierra, de sección trapecial, de 30 m de ancho en su base y 1.320 m de longitud total, ubicado en la margen Norte de la parte final del embalse. El canal tenía en su parte media un revestimiento de concreto y un vertedero tipo Creager, cuya cresta estaba ubicada a la cota 688,60 msnm. La longitud del revestimiento de concreto era de 120 m. El resto del canal, aguas abajo del tramo en concreto, es en tierra, sin revestir. Aguas arriba del tramo en concreto, el canal estaba protegido con enrocado, en una longitud de 300 m.

El aliviadero no descarga a la Quebrada Churuguara, aguas abajo de la presa, sino al nacimiento del cauce de una pequeña quebrada, ubicada al Norte del embalse, Figuras 30.1 y 30.2. El trazado del canal cruza la antigua carretera Coro – Churuguara bajo un puente de estructura metálica. La Figura 30.3 muestra la presa y las tomas de agua.



Figura 30.1.- Imagen satelital del conjunto (Google Earth, 01/2007).



Figura 30.2.- Imagen satelital del aliviadero (Google Earth, 01/2007).



**Figura 30.3.-** Vista de la presa y de las tomas de agua.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.). (11/2001).

En el año 1999 el canal del aliviadero sufrió una erosión regresiva de grandes dimensiones que produjo el colapso total de las losas de concreto del tramo revestido, así como del vertedero, (Figuras 30.4, 30.5 y 30.6). El colapso tuvo lugar en un período caracterizado por la ocurrencia de lluvias extraordinarias que generaron alivios prolongados con caudales importantes.



**Figura 30.4.-** En primer plano: vertedero destruido. El flujo pasa por debajo de la estructura. Al fondo se ve el puente de la antigua Carretera Coro – Churuguara.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.). (11/2001).



**Figura 30.5.-** Vista hacia aguas arriba desde el puente de la antigua Carretera Coro – Churuguara. En primer plano se observa el vertedero destruido. (Foto tomada por L.M. Suárez V.). (11/2001).



**Figura 30.6.-** Estructura socavada del vertedero. El flujo pasaba por debajo de ella. (Foto tomada por L.M. Suárez V.). (11/2001).

Tal como se ha indicado, la erosión regresiva se debió a que el canal del aliviadero descarga su flujo al nacimiento del cauce de una pequeña quebrada, muy cerca de la divisoria entre su cuenca y la de la Qda. Churuguara, que es la que alimenta el embalse, Figuras 30.1 y 30.2. Por este pequeño cauce nunca habían transitado caudales importantes antes de la construcción del Embalse Mapará, lo que originó un intenso proceso de degradación, que lo profundizó y desestabilizó, avanzado la erosión en forma

regresiva por el canal en tierra del aliviadero, hasta llegar a la parte del mismo revestida en concreto, la cual socavó y destruyó junto con el vertedero.

También hay indicios de que los suelos en los que fue construido el canal pudieran ser dispersivos, lo cual no ha sido confirmado con ensayos de laboratorio. Si se verificara esta hipótesis, no habría dudas respecto a que la presencia de dichos suelos dispersivos habría tenido una influencia importante en el colapso de esta obra.

La degradación del fondo del canal se fue incrementado con el paso del tiempo y los alivios sucesivos, estimándose que llegó a alcanzar unos 4,5 m de profundidad por debajo del nivel normal del embalse (688,60 msnm), lo que afectó de una manera significativa el almacenamiento y como consecuencia el caudal regulado, ya que debido a su forma topográfica, los embalses almacenan la mayor parte del agua en la franja superior.

La erosión en el canal del aliviadero ha afectado también los estribos del puente de la antigua Carretera Coro – Churuguara, los cuales tuvieron que ser protegidos varias veces con obras de engavionado, a medida que la erosión progresaba.

Es interesante mencionar el siguiente párrafo que aparece en la Memoria del proyecto de este embalse: *“El canal del aliviadero tiene una capacidad máxima de 200 m<sup>3</sup>/s, considerada suficiente para las crecientes ordinarias. En caso de crecientes especiales la estructura puede ser destruida, sin que ello represente serios inconvenientes al sistema o al servicio, por ser ésta de fácil reposición”*.

En el año 2006 se retiraron los restos de concreto del canal destruido y se conformó su superficie, dejándolo sin revestimiento. También se construyó un nuevo dique – vertedero a todo lo ancho, con elementos de bolsacreto. Pero esta obra no se llevó hasta la cota de la cresta del vertedero original, sino hasta una altura menor. El propósito principal de este dique era controlar el avance de la erosión regresiva hacia el embalse, y adicionalmente, preservar parte del almacenamiento de agua en el mismo, Figura 30.7.

Es poco usual ubicar un aliviadero en la cola de un embalse, tal como se hizo en este caso. Los sedimentos más gruesos, transportados por el flujo del cauce mediante el mecanismo del arrastre de fondo, tienden a acumularse en esta zona, formando un delta que va avanzando gradualmente hacia aguas abajo. La formación del delta se debe a que al ingresar el flujo cargado de sedimentos al embalse, su velocidad disminuye drásticamente y en consecuencia, no tiene la fuerza tractiva requerida para continuar con el transporte de fondo. La formación del delta afectó el funcionamiento del aliviadero, observándose que el tramo del canal situado aguas arriba del nuevo dique de bolsacreto se sedimentó hasta la cota de su cresta.

Los alivios posteriores que tuvieron lugar sobre el dique produjeron los siguientes daños (los cuales son usuales en las obras hidráulicas hechas con bolsacreto), Figuras 30.8 y 30.9:

- Formación de una cárcava en su estribo derecho, con el asentamiento y desplazamiento de los elementos de bolsacreto.

- Socavación de dos hileras de bolsacreto, afectando una longitud de unos 25 m del dique.



**Figura 30.7.-** Dique – vertedero construido con elementos de bolsacreto en el año 2006.  
(Cortesía del Ing. Jaires Noroño).



**Figura 30.8.-** Dique – vertedero desbordado por una creciente en el año 2006.  
Socavación de los elementos de bolsacreto. (Cortesía del Ing. Jaires Noroño).



**Figura 30.9.-** Dique – vertedero parcialmente destruido por la socavación.  
(Cortesía del Ing. Jaires Noroño).

El dique de bolsacreto fue construido como una obra temporal, en espera de la elaboración del proyecto y la construcción de un nuevo aliviadero que solucione definitivamente el problema existente, lo cual hasta el presente no ha ocurrido.

En el país se han registrado problemas similares a éste, en otros aliviaderos que descargaban sus flujos, no al cauce principal, sino a quebradas secundarias, las cuales sufrieron procesos de degradación que terminaron por destruirlos (Presas El Corozo, Vista Alegre, Barrancas y Onia). Estas experiencias demuestran que es importante tomar muy en cuenta las erosiones regresivas que pueden presentarse cuando se descargan caudales de magnitudes importantes a cauces de pequeñas quebradas, lo que también suele hacerse cuando se diseñan aliviaderos de emergencia, algunas veces constituidos simplemente por canales en tierra, eventualmente provistos de un dique fusible, ubicados en las divisorias de los embalses. Una vez que estos aliviaderos comienzan a funcionar, se suelen producir degradaciones tan intensas, que resulta muy difícil detenerlas, a menos que alcancen algún estrato rocoso resistente. En algunos casos se han presentado situaciones que hicieron temer que la erosión pudiera llegar a producir el vaciado total del embalse.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Embalse Mapará, Churuguara, Edo. Falcón. Informe de la Visita de Inspección  
Efectuada el 16/11/2001.  
MARNR, Caracas, Noviembre 2001.
- 3.- Noroño, J.  
Informe: Antecedente del Aliviadero del Embalse Mapará.  
Coro, Junio 2013.

## CAPÍTULO 31 – EMBALSE PUEBLO VIEJO

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Pueblo Viejo, a 20 km de Lagunillas, en la Costa Oriental del Lago de Maracaibo, Estado Zulia.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable a las ciudades y poblaciones de la Costa Oriental del Lago de Maracaibo: Cabimas, Ciudad Ojeda, Lagunillas, Bachaquero, etc.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 67,50 msnm. Capacidad a nivel normal: $71 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 1.000 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, zonificada. Altura: 30,5 m. Cota de la cresta: 73,50 msnm. Longitud de la cresta: 500 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Abanico de descarga libre. Longitud de la cresta: 115 m. Cota de la cresta: 67,50 msnm. Caudal de diseño: $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ . Nivel de aguas máximas: 71,50 msnm.
<b>Toma:</b>	Tipo: Torre-toma con captación por bombeo.
<b>Desc. de Fondo:</b>	Tipo: Túnel de 2,75 m de diámetro, con una tubería de acero de 36". Longitud del túnel: 197 m. Control del flujo: Válvula Howell-Bunger de 30". Caudal máximo: $4,2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Cronología y Problemas en el Aliviadero.

El Embalse Pueblo Viejo está situado sobre el río del mismo nombre, inmediatamente aguas abajo de la confluencia del Río Grande con el Río Chiquito, 20 Km al Este de Lagunillas, en la Costa Oriental del Lago de Maracaibo, Estado Zulia. Esta obra fue construida por el desaparecido INOS entre 1958 y 1960.

El embalse tenía una capacidad original de  $71 \times 10^6 \text{ m}^3$  a nivel normal (cota 67,50 msnm), aunque se estima que parte de ella se ha perdido a causa de la sedimentación.

La obra está constituida por una presa de tierra zonificada de 30,5 m de altura y 500 m de longitud, con su cresta a cota 73,50 msnm. Un túnel de 2,75 m de diámetro y 197 m de longitud, situado en el estribo derecho de la presa, el cual tiene en su entrada en el embalse una torre-toma de concreto armado con 4 niveles de captación. Un aliviadero ubicado en una depresión existente en el estribo derecho de la presa, a unos 300 m de ésta. La Figura 31.1 muestra el conjunto de las obras.



**Figura 31.1.-** Vista general de las obras de embalse. (Cortesía del MOP).

El Embalse Pueblo Viejo es de vital importancia para el abastecimiento de agua potable de las principales poblaciones de la Costa Oriental del Lago de Maracaibo: Lagunillas, Cabimas, Ciudad Ojeda, Bachaquero, etc, área donde se concentra la infraestructura petrolera más importante del país. Según informaciones obtenidas en la planta de tratamiento, este embalse surte un caudal medio de unos  $2,9 \text{ m}^3/\text{s}$  al acueducto de la zona.

El aliviadero es una estructura de concreto armado, formada por un vertedero tipo Ogee de planta curva en abanico, con 115 m de longitud de cresta, cuya cota de rebose, o nivel normal, es la 67,50 msnm (Figura 31.2). Seguidamente se encuentra el vertedero secundario, el cual tiene una altura de 0,60 m y una longitud de cresta igual a 60 m. A continuación existe un canal rápido, recto, de 87 m de longitud, 40 m de ancho y 10% de pendiente, seguido de un dissipador de energía de resalto hidráulico de 40 m de longitud por 40 m de ancho. Finalmente, se encuentra el canal de salida protegido en su parte inicial con un enrocado. Este canal restituye el flujo descargado hacia el cauce del Río Pueblo Viejo, aguas abajo de la presa.



**Figura 31.2.-** Vertedero en abanico (Marzo 2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

De acuerdo a diferentes fuentes de información, el aliviadero comenzó a presentar problemas a partir del año 1980, fecha en la que se elaboraron los primeros informes en relación a asentamientos detectados en algunas losas de concreto del canal del rápido y juntas abiertas, sin presencia del sello de material elástico impermeable. Aunque se habrían hecho algunos intentos por corregir esta situación, no se resolvieron de manera definitiva los problemas detectados, que en aquella época eran incipientes, sino que se realizaron algunas reparaciones parciales, aparentemente limitadas por la carencia de recursos. Con el transcurso de los años la situación se fue agravando, hasta que a principios de 2005 se produjo el colapso de una parte importante de la estructura del rápido, teniendo lugar el hundimiento de parte de las losas y de los muros en la zona central del rápido, en una longitud de unos 85 m y un ancho de unos 25 m, hacia la margen derecha del canal, siendo la causa un proceso erosivo de socavación que alcanzó profundidades de hasta 5 metros aproximadamente. Los daños fueron de tal magnitud, que era posible caminar bajo las losas, Figuras 31.3, 31.4, 31.5, 31.6, 31.7, 31.8, 31.9, 31.10 y 31.11.



**Figura 31.3.-** Vista hacia aguas abajo del rápido (Marzo 2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.4.-** Vista hacia aguas arriba del dissipador de energía y del rápido. Al fondo se ve el vertedero (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.5.-** Vista hacia aguas arriba de los daños en el rápido (Marzo 2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.6.-** Vista hacia aguas arriba de la socavación bajo las losas (Marzo 2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.7.-** Detalle de la destrucción de losas y muros (Marzo 2005).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.8.-** Desplazamiento y hundimiento de los muros del lado derecho del rápido (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.9.-** Desplazamiento y hundimiento de los muros del lado derecho del rápido (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.10.-** Socavación bajo las losas del rápido (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**FIGURA 31.11.-** Socavación bajo las losas del rápido. Obsérvense los anclajes (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

#### **Causas que Originaron el Colapso Parcial de Aliviadero.**

Como resultado de las investigaciones efectuadas, se llegó a la conclusión de que las causas que produjeron el colapso de estas obras, fueron las siguientes:

- La fundación del aliviadero está constituida principalmente por lutitas, con algunas intercalaciones de areniscas, Figuras 31.6 y 31.10. En general, las lutitas se caracterizan por meteorizarse y desintegrarse rápidamente cuando son expuestas al agua, y principalmente cuando son sometidas a cambios frecuentes de humedad (secas - mojadas). En estas condiciones las lutitas se van disgregando gradualmente y terminan adoptando la consistencia de un suelo en lugar de la de una roca. Aunque las lutitas que se observan bajo las losas del aliviadero presentan el aspecto de roca, las mismas pueden ser delezadas fácilmente con los dedos, lo que indica que están muy meteorizadas y descompuestas.
- Las losas que constituyen el fondo del canal del aliviadero están formadas por paños individuales de aproximadamente 8 m x 10 m, (Figuras 31.2, 31.3, 31.4, 31.5, 31.6 y 31.7), separados entre si por juntas de expansión de 1,3 cm de abertura. De acuerdo a los planos del proyecto, cuando se construyó la obra a finales de la década de los años 1950, estas juntas se rellenaron con un sellador asfáltico, elástico, cuya función era evitar que el agua penetrara por ellas, introduciéndose bajo las losas. Con el transcurso del tiempo el relleno elástico se fue deteriorando y perdiendo, por falta de

mantenimiento, llegando a desaparecer totalmente, tal como se observa en la Figura 31.12.



**Figura 31.12.-** Estado que presentaban las juntas de las losas del aliviadero: abiertas, sin sellador elástico impermeable (Marzo 2005). (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

- A medida que se iba deteriorando y perdiendo el sello impermeable de las juntas, el flujo descargado por el vertedero penetraba cada vez en mayor cantidad bajo las losas, ya que el aliviadero funciona casi todos los años durante varios meses.
- El flujo infiltrado bajo las losas durante los períodos de alivio mojaba la lutita, la cual posteriormente se secaba al cesar de funcionar el aliviadero. Este proceso de ciclos alternados de humedecimiento y secado de la lutita, sumado al efecto del flujo de caudales crecientes infiltrados bajo las losas, terminó por meteorizar la fundación, desintegrarla, arrastrar sus partículas hacia aguas abajo, saliendo las mismas hacia el dissipador de energía a través de las juntas abiertas existentes en esta zona, hasta formarse grandes cavernas y socavones bajo la estructura, que originaron su colapso parcial.

La experiencia vivida en esta obra, indica que una situación aparentemente tan poco importante como la pérdida del relleno elástico para el sellado de las juntas de las losas del aliviadero, llegó a producir su colapso, lo cual pudo haberse evitado con una inversión mínima, si se hubieran hecho los trabajos correctivos necesarios, cuando el problema estaba en su etapa incipiente, a principios de la década de los años 1980.

### **Reparación de los Daños.**

Al producirse el colapso del aliviadero, se dio inicio con carácter de emergencia, a la elaboración del proyecto y a la construcción de las obras necesarias para su reparación.

El aliviadero funcionaba frecuentemente, lo que hacía que se incrementaran los daños, temiéndose que la propagación de la socavación de las losas y muros pudiera llegar a afectar incluso al vertedero y destruirlo, Figura 31.13.



**Figura 31.13.-** Aliviadero en funcionamiento.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Como primera medida, se decidió bajar el nivel del embalse operando la descarga de fondo a su máxima capacidad, para evitar así que el aliviadero continuara funcionando.

La descarga de fondo consiste en una tubería de acero de 36" de diámetro instalada a lo largo del túnel existente en el estribo derecho de la presa. Esta tubería comienza dentro de la torre-toma, en su fondo, donde hay una compuerta deslizante, de emergencia, cuadrada, de 42" de lado. En el extremo final de la tubería está instalada una válvula Howell-Bunger, de 30" de diámetro, para la regulación del caudal.

Aunque la compuerta de emergencia debería mantenerse totalmente abierta, y regularse el caudal con la válvula Howell-Bunger, sin embargo dicha compuerta se encontraba cerrada, trabada e inoperativa. Se intentó abrirla de diferentes formas, incluso mediante buzos, lo cual finalmente no fue posible. En consecuencia, para reparar los daños del aliviadero, fue necesario esperar a que éste dejara de funcionar.

En vista de la urgencia con la que se requerían los trabajos de reparación, se diseñó un sistema de desviación del flujo, consistente en la construcción de diques de concreto pobre, en masa, de diferentes alturas, para confinar el recinto en el que se encontraba la parte dañada del aliviadero, hacia su margen derecha, evitando que el flujo lo invadiera. También se procedió a impermeabilizar las juntas de las losas utilizando un sellador elástico, Figuras 31.14, 31.15, 31.16 y 31.17.



**Figura 31.14.-** Diques de concreto pobre para la desviación del flujo hacia la margen izquierda del aliviadero. Las flechas indican las juntas de las losas ya selladas. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.15.-** Flujo desviado hacia la margen izquierda del aliviadero. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.16.-** Flujo desviado hacia la margen izquierda del aliviadero. Obsérvese el recinto de la margen derecha completamente seco. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 31.17.-** Recinto de la margen derecha completamente seco.

Vista hacia aguas arriba. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Los siguientes trabajos consistieron en demoler y retirar del recinto protegido por los diques, todos los escombros y elementos dañados de concreto. Figura 31.18.



**Figura 31.18.-** Trabajos de demolición de las estructuras dañadas.  
(Cortesía de Pemegas).

Una vez efectuadas las demoliciones y las excavaciones superficiales de la roca descompuesta que aflora en la cavidad erosiva, con la finalidad de eliminar los materiales sueltos, descompuestos y/o intensamente fragmentados, se recubrió su superficie con un filtro geotextil y se relleno toda el área con piedra picada compactada, de la comúnmente utilizada como agregado grueso en la elaboración de concreto. La utilización de piedra picada como relleno de la cavidad, se hizo por las razones siguientes:

- Una vez compactada es prácticamente incompresible, por lo que resulta adecuada para fundar sobre ella los muros y losas de concreto armado de la reconstrucción de la parte dañada del aliviadero.
- Es altamente permeable, por lo que este relleno funciona como un gran dren bajo las losas y muros, que comunica los sistemas de subdrenaje existentes aguas arriba y aguas abajo de la zona reparada, dando continuidad al flujo infiltrado.
- Es el único material que pudo obtenerse en la zona (con la urgencia requerida), ya que en ella existen varias picadoras de piedra.

La Figura 31.19 muestra la construcción del relleno de la cavidad erosiva con piedra picada compactada.



**Figura 31.19.-** Relleno de la cavidad erosiva con piedra picada compactada.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Finalmente, tal como aparece en las Figuras 31.20 y 31.21, se reconstruyeron los muros y losas sobre la base de piedra picada, con lo que el aliviadero quedó reparado y operativo, a principios de 2007, Figuras 3.22 y 3.23.



**Figura 31.20.-** Construcción de las losas sobre el relleno de piedra picada compactada.  
(Cortesía de Pemegas).



**Figura 31.21.-** Reconstrucción de los muros demolidos.  
(Cortesía de Pemegas).



**Figura 31.22.-** Aliviadero reparado y operativo. (Cortesía del Ing. Jacinto Abi-Saab).



**Figura 31.23.-** Aliviadero funcionando después de las reparaciones.  
(Cortesía del Ing. Freddy Sifontes).

Tal como se ha indicado, y como conclusión, es importantes hacer énfasis en las siguientes dos experiencias obtenidas de este incidente:

- Una situación aparentemente poco trascendente, como la pérdida del relleno elástico para el sellado de las juntas de las losas del aliviadero, llegó a producir su colapso, lo cual pudo haberse evitado con una inversión mínima, si se hubieran hecho los trabajos correctivos necesarios, cuando se detectó el problema en su etapa incipiente, a principios de la década de los años 1980.
- Una vez más ha quedado demostrada la importancia de contar en los embalses con descargas de fondo que estén operativas en todo momento. Si en este caso se hubiera dado esa situación, posiblemente se habría podido bajar el nivel del embalse, evitar la construcción del dique de concreto y hacer la reconstrucción del aliviadero con un riesgo menor.

**REFERENCIAS**

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Ingeniería de Suelos, S.A.  
Proyecto del Embalse Pueblo Viejo, Estado Zulia.  
Instituto Nacional de Obras Sanitarias. Marzo 1958.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de las Obras Para la Reparación de los Daños del Aliviadero del Embalse  
Pueblo Viejo, Río Pueblo Viejo, Estado Zulia.  
Gobernación del Estado Zulia. Comisión del Lago. Julio 2005.



## CAPÍTULO 32 – EMBALSE ING. VÍCTOR MARTÍN ELVIRA (ONIA)

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el Río Onia, 7 km al Oeste de El Vigía, Estado Mérida.
<b>Propósitos:</b>	Mitigación de crecientes y control de sedimentos. Saneamiento de 50.000 ha en la Zona Sur del Lago de Maracaibo.
<b>Embalse:</b>	Cota de alivio secundario: 112,50 msnm. Capacidad a nivel de alivio secundario: $52,6 \times 10^6$ m <sup>3</sup> . Área inundada a nivel de alivio secundario: 526 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, zonificada, con núcleo inclinado de arcilla. Altura: 31 m. Longitud de la cresta: 450 m. Cota de la cresta: 116 msnm.
<b>Aliviadero Primario:</b>	Tipo: Conducto enterrado bajo la presa. Ubicación: Hacia el estribo derecho. Estructura de entrada: Torre con una sola captación a nivel del fondo, provista de rejas de concreto. Cota de la entrada: 92,20 msnm. Diámetro del conducto: 3 m. Caudal máximo: 90 m <sup>3</sup> /s.
<b>Aliviadero Secundario:</b>	Tipo: Canal en tierra de 100 m de ancho. Ubicación: En una depresión topográfica del estribo izquierdo. Estructura de entrada: Losa plana, horizontal, de concreto armado. Cota de alivio: 112,50 msnm. Caudal máximo: 435 m <sup>3</sup> /s.

### Cronología y Descripción de los Aliviaderos.

Este embalse fue puesto en servicio por el desaparecido MOP a finales de 1973, con la finalidad de mitigar las crecientes y controlar los sedimentos en la planicie agropecuaria existente aguas abajo, la cual pertenece principalmente al Estado Zulia.

La obra dispone de dos aliviaderos:

El aliviadero primario, o de fondo, está constituido por un conducto de concreto armado, de sección en herradura, de 3 m de diámetro, situado hacia el estribo derecho, enterrado bajo el terraplén de la presa, Figuras 32.1 y 32.2.

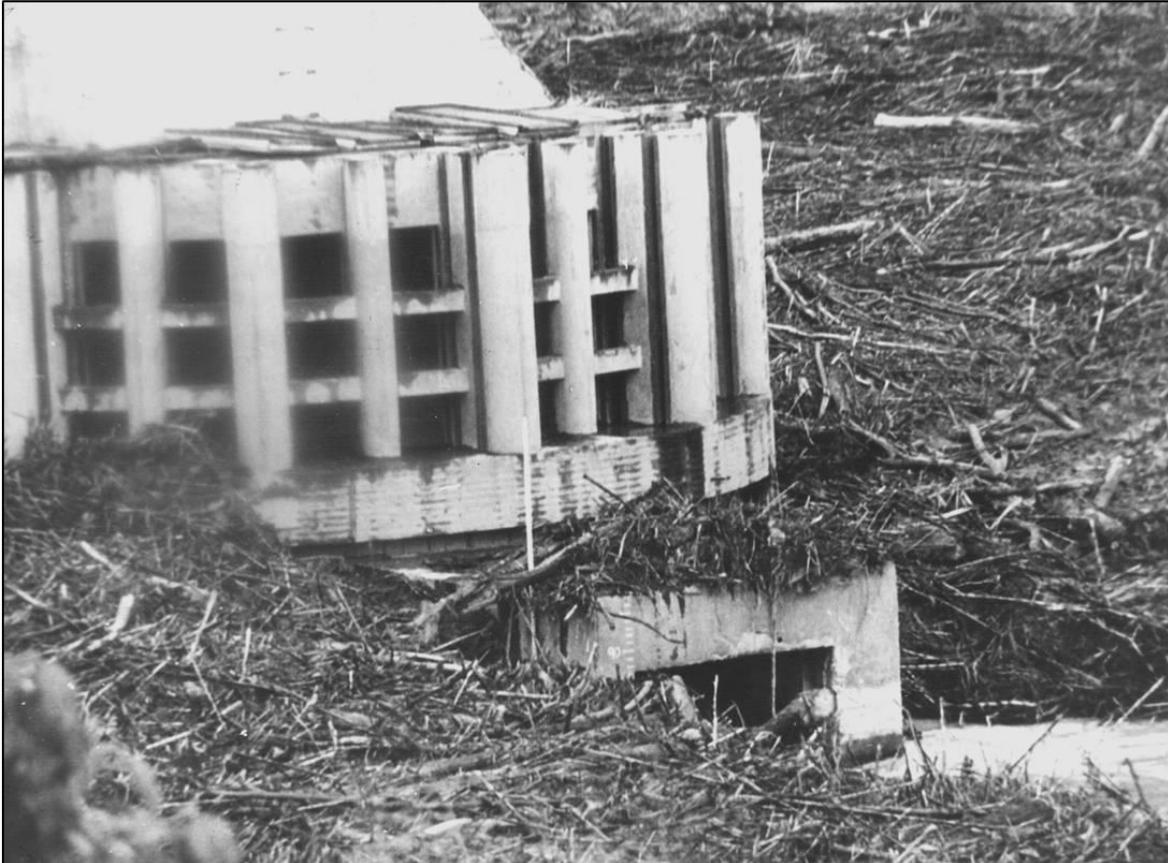


**Figura 32.1.-** Conjunto de las obras. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).



**Figura 32.2.-** Torre y conducto del aliviadero primario. (Cortesía del MARNR).

En la entrada del aliviadero primario existe una torre en la que está instalada una compuerta de rodillos para el control del flujo descargado del embalse a través del conducto de fondo. La entrada del conducto está protegida por una estructura de rejas de concreto armado que retiene los troncos y el material flotante que de manera muy abundante llegan al embalse como producto de la deforestación en la cuenca. Figura 32.3.



**Figura 32.3.-** Rejas de concreto en la entrada del aliviadero primario, en la base de la torre, durante la etapa de desviación del flujo para la construcción de la presa.  
(Cortesía del MARNR).

El conducto descarga el flujo a un dissipador de energía convencional, de resalto hidráulico y más adelante al cauce del Río Onia mediante un canal de salida en tierra, Figura 32.1.

El aliviadero secundario, o de superficie, consiste en un canal excavado en tierra, situado en una depresión topográfica del estribo izquierdo de la presa (Figura 32.1), donde nace el cauce de una pequeña quebrada. El canal tiene un ancho de 100 m en su entrada y no está revestido, excepto en su parte inicial (cresta), a cota 112,50 msnm, mediante una losa horizontal de concreto armado, cuya función es fijar el nivel de alivio a dicha elevación, Figuras 32.4 y 32.5. Aguas abajo de la losa el canal se contrae gradualmente

hasta alcanzar un ancho de 10 m. Tal como se ha indicado, este aliviadero no está revestido y no tiene obras para la disipación de la energía del flujo.



**Figura 32.4.-** Losa horizontal en la entrada del canal del aliviadero secundario.  
(Cortesía del Ing. José Gaspar).



**Figura 32.5.-** Canal en tierra del aliviadero secundario.  
(Foto tomada por L. M. Suárez V.).

### Forma de Operación del Embalse.

Desde su puesta en servicio el embalse ha venido funcionando sin necesidad de ningún tipo de operación. El control del caudal de salida por el conducto del aliviadero primario lo hace su propia capacidad de descarga, la cual es de 90 m<sup>3</sup>/s como máximo, con el embalse lleno hasta la cota de rebose del aliviadero secundario (112,50 msnm). Las crecientes son retenidas temporalmente en el embalse y evacuadas gradualmente hacia aguas abajo a través de dicho conducto, sin causar inundaciones en la planicie. Es por ello que la compuerta de rodillos instalada en la torre ubicada en la entrada de este aliviadero nunca se ha utilizado, encontrándose totalmente abierta. Actualmente está inoperativa debido a tantos años de desuso.

Por todo lo indicado, el aliviadero de superficie nunca había operado, ya que el embalse tenía capacidad suficiente para almacenar temporalmente las crecientes sin que el agua alcanzara la cota de rebose. Con el paso de los años se ha venido produciendo el ingreso al embalse de cantidades cada vez mayores de troncos arrastrados por el flujo (Figuras 32.3 y 32.6), los cuales han quedado retenidos en él, debido a que el aliviadero de superficie nunca había funcionado, y el de fondo no permite su evacuación cuando los niveles son bajos, debido a que su entrada está protegida con rejas de concreto.



**Figura 32.6.-** Gran masa de troncos flotantes, entrando por la parte final del embalse (02-2005). (Foto tomada por L. M. Suárez V.).

El ingreso al embalse de tales cantidades de troncos no obedece a procesos naturales, sino por el contrario, es una manifestación evidente de que la cuenca está siendo

sometida a un intenso proceso de deforestación, que está eliminando la cobertura vegetal de los suelos, propiciando la erosión de las laderas e incrementando el transporte de sedimentos.

Durante los niveles de aguas bajas los troncos quedan trabados en las rejillas de la entrada del aliviadero de fondo, obstruyéndolas y disminuyendo así su capacidad de descarga, lo que a su vez origina una reducción de la velocidad del flujo en torno a esta estructura que favorece la sedimentación de las partículas transportadas en suspensión. El sedimento envuelve los troncos y palos, formando una masa cohesiva con la consistencia de un “barro armado” o “bahareque” cada vez más resistente a medida que se consolida con el transcurso del tiempo, Figura 32.3.

De acuerdo al mecanismo descrito, con el paso de los años el embalse ha perdido gradualmente su capacidad de almacenamiento a causa de la sedimentación, y el aliviadero de fondo ha disminuido el caudal evacuado debido a la obstrucción de su entrada con los troncos y los sedimentos. Estas son las razones por las que se ha venido observando que los niveles alcanzados por el embalse durante las crecientes aumentan gradualmente. A mediados de Febrero de 2005 funcionó por primera vez el aliviadero de superficie, como resultado de lluvias excepcionales que tuvieron lugar en la cuenca del Río Onia y en la mayor parte del país.

#### **Problemas en el Aliviadero Secundario.**

Tal como se ha indicado, a mediados de Febrero de 2005 comenzó a funcionar el aliviadero secundario, llegando a alcanzar una carga de agua máxima sobre su cresta de 1,30 m aproximadamente, según información obtenida en la zona, lo que corresponde a un caudal de salida estimado en unos 253 m<sup>3</sup>/s, es decir, aproximadamente el 58% del caudal máximo previsto en el proyecto, el cual es igual a 435 m<sup>3</sup>/s, para la creciente milenaria.

Cuando el aliviadero de superficie comenzó a funcionar el caudal evacuado por el fondo (primario) era muy pequeño (estimándose en unos pocos m<sup>3</sup>/s) debido a la obstrucción de sus rejillas de entrada con troncos y sedimentos. Posteriormente, el caudal se incremento, alcanzando un máximo estimado en unos 20 m<sup>3</sup>/s, lo que indicaría que se produjo un destape parcial de la obstrucción de las rejillas, quizás debido al desplazamiento de algunos troncos y al arrastre de parte de los sedimentos, pero aún persistía un bloqueo importante, ya que para esa cota del agua embalsada la descarga debería ser de unos 90 m<sup>3</sup>/s de acuerdo al proyecto.

En el canal de salida del aliviadero secundario se formó un intenso proceso de erosión regresiva, debido a que esta obra no fue revestida en concreto, sino excavada en los suelos arcillo - limosos, producto de la descomposición de las lutitas y areniscas existentes en esa área, Figuras 32.7, 32.8 y 32.9.

El escalón de la erosión regresiva alcanzó una altura de unos 5 a 6 m y avanzó hasta unos 150 m aguas abajo de la losa de concreto de la cresta del aliviadero, donde se detuvo debido a que éste dejó de funcionar al disminuir los caudales de la creciente de entrada al embalse.



**Figura 32.7.-** Aliviadero secundario funcionando por primera vez en Febrero de 2005. Obsérvese la erosión regresiva en el canal de salida. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).



**Figura 32.8.-** Erosión regresiva en el canal de salida del aliviadero secundario, en Febrero de 2005. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).



**Figura 32.9.-** Detalle de la erosión regresiva en el canal de salida del aliviadero secundario, en Febrero de 2005. (Foto tomada por L. M. Suárez V.).

#### **Trabajos de Estabilización del Aliviadero Secundario.**

Para estabilizar el aliviadero secundario y vencer el desnivel existente entre el vertedero y el cauce aguas abajo, se elaboró un proyecto consistente en una serie de caídas de concreto y presas de gaviones, escalonadas a lo largo del canal de salida, las cuales fueron ajustadas a la topografía modificada por la erosión ocurrida en Febrero de 2005. Las Figuras 32.10, 32.11, 32.12, 32.13 y 32.14, muestran las obras durante su construcción y posteriormente, en funcionamiento.



**Figura 32.10.-** Primera caída en concreto armado. (Cortesía del Ing. José Gaspar).



**Figura 32.11.-** Caída en concreto y presas de gaviones escalonadas a lo largo del canal del aliviadero secundario (Cortesía de ENSA).



**Figura 32.12.-** Detalle de una de las presas de gaviones escalonadas a lo largo del aliviadero secundario (Cortesía del Ing. José Gaspar).



**Figura 32.13.-** Primera caída en concreto en funcionamiento.  
(Cortesía del Ing. José Gaspar).



**Figura 32.14.-** Presa de gaviones en funcionamiento.  
(Cortesía del Ing. José Gaspar).

Los incidentes ocurridos en este embalse vienen a ratificar experiencias similares que tuvieron lugar en otras obras de este tipo, como son:

- Obstrucción de las rejas del aliviadero de fondo por la formación de una mezcla de suelos cohesivos y troncos, con la consistencia de un “barro armado” o “bahareque”, cada vez más resistente a medida que se consolida con el transcurso del tiempo: Caso del Embalse Pedregal, Capítulo 14.
- Formación de un proceso de erosión regresiva en el aliviadero secundario, a causa de la descarga de caudales importantes al cauce de una pequeña quebrada: Casos de los embalses El Corozo (Capítulo 11), Vista Alegre (Capítulo 18), Barrancas (Capítulo 21), y Mapará (Capítulo 30).

### REFERENCIAS

- 1.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 2.- Suárez Villar, L.M.  
Obras de Embalse Ing. Víctor Martín Elvira (Onia), Río Onia, Estado Mérida.  
Informe de la Visita Efectuada el 21/09/1989.  
MARNR, Caracas, Septiembre 1989.
- 3.- Suárez Villar, L.M.  
Obras de Embalse Ing. Víctor Martín Elvira (Onia), Río Onia, Estado Mérida.  
Informe de la Visita Efectuada el 18/11/2000.  
MARNR, Caracas, Noviembre 2000.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Visita de Inspección a la Presa Ing. Víctor Martín Elvira (Onia), Río Onia, Estado Mérida, con Motivo de la Emergencia Causada por las Lluvias.  
Gobernación del Estado Zulia, Febrero 2005.
- 5.- Gaspar, J. – Rosales, J.D.  
Proyecto del Nuevo Aliviadero del Embalse Víctor Martín Elvira (Onia).  
MARN, Caracas, Enero 2006.

## CAPÍTULO 33 – EMBALSE MANUELOTE

---

### Características Principales.

<b>Ubicación:</b>	Sobre el río Socuy, 100 km al Noroeste de Maracaibo, Estado Zulia.
<b>Propósitos:</b>	Abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Maracaibo y al Complejo Petroquímico El Tablazo. Control de inundaciones.
<b>Embalse:</b>	Nivel de aguas normales: 49,70 msnm. Capacidad a nivel normal: $250 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Área inundada: 2.205 ha.
<b>Presa:</b>	Tipo: De tierra, zonificada. Altura: 34,3 m. Cota de la cresta: 56,00 msnm. Longitud de la cresta: 1.300 m.
<b>Aliviadero:</b>	Tipo: Frontal, de descarga libre. Cota de la cresta: 49,70 msnm. Longitud de la cresta: 12 m. Creciente de diseño: Centenaria. Caudal máximo de la creciente de diseño: $1.955 \text{ m}^3/\text{s}$ . Volumen de la creciente de diseño: $114,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Caudal de diseño: $197,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Nivel de aguas máximas: 53,70 msnm.
<b>Toma Principal:</b>	Función: envío de agua hacia el Embalse Tulé y de éste al acueducto de Maracaibo. Ubicación: En la divisoria Este del embalse. Tipo: Rejilla de captación a un solo nivel, túnel y canal. Diámetro del túnel: 3,60 m. Longitud del túnel: 1.035 m. Longitud del canal: 5,24 km.
<b>Toma Auxiliar:</b>	Función: Suministro de agua al cauce, aguas abajo de la presa. Vaciado del embalse. Ubicación: En el estribo izquierdo de la presa. Tipo: Rejilla de captación a un solo nivel y túnel. Diámetro del túnel: 3 m. Longitud del túnel: 301 m.

### Cronología y Características de las Obras.

El Embalse Manuelote está situado sobre el Río Socuy, unos 100 Km al Noroeste de la Ciudad de Maracaibo, en el Distrito Mara del Estado Zulia. Esta obra fue construida a mediados de la década de los años 1970 por el desaparecido MOP. Su función principal es el abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Maracaibo, la cual cumple operando

conjuntamente con el Embalse Tulé, al que descarga su caudal regulado, a través de un túnel y un canal de trasvase de 5,24 Km de longitud.

Las obras de embalse están constituidas por la presa principal sobre el Río Socuy; una presa secundaria o dique de cierre, de tierra, homogéneo, con una altura máxima de 13,5 m y 1.600 m de longitud, situado a lo largo de la fila divisoria del estribo derecho de la presa; un aliviadero convencional, de descarga libre, con 12 m de longitud de cresta, rápido y dissipador de energía tipo resalto hidráulico; una toma principal para el envío de agua hacia Tulé, situada en la divisoria Este del embalse; y una toma auxiliar para suministrar agua al cauce, aguas abajo de la presa, ubicada en el estribo izquierdo de la misma. Las Figura 33.1, 33.2, 33.3 y 33.4 muestra los componentes de las obras de embalse.



**Figura 33.1.-** Vista general de las obras de embalse (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.2.-** Presa secundaria o dique de cierre a lo largo de la fila divisoria del estribo derecho (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.3.-** Vista del aliviadero (04/1998) (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.4.-** Vista de la presa principal y del aliviadero (01/2011).  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

#### **Falla de la Presa Secundaria o Dique de Cierre.**

El 5 de Diciembre de 2010 tuvo lugar una creciente excepcional en el Río Socuy que elevó la cota del embalse casi a nivel de la cresta de la presa, originando la rotura de un tramo del dique de cierre, cerca del aliviadero, y generando en este sitio un gran zanjón por erosión regresiva que vació la mayor parte del volumen de agua del embalse, haciendo que el nivel descendiera por debajo de la cota de entrada de la toma hacia Tulé, cesando los aportes a dicho embalse, lo que constituyó una situación de emergencia para el suministro de agua potable a Maracaibo, ya que el Embalse Manuelote es su principal fuente de abastecimiento, Figuras 33.5, 33.6 y 33.7, 33.8 y 33.9. El caudal máximo descargado hacia aguas abajo cuando se produjo la rotura del dique, ha sido estimado en unos 2.200 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 33.5.-** Rotura del dique de cierre cerca del aliviadero (05/12/2010).  
(Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes).



**Figura 33.6.-** Rotura del dique de cierre cerca del aliviadero (05/12/2010).  
(Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes).



**Figura 33.7.-** Vista desde aguas abajo de la rotura del dique de cierre (05/12/2010).  
(Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes).



**Figura 33.8.-** Zanjón erosivo formado en el sitio de la rotura del dique.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.9.-** Detalle del zanjón erosivo formado en el sitio de la rotura del dique.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Además de la brecha en el dique, el flujo también produjo daños importantes en el canal de aproximación al aliviadero (Figuras 33.8 y 33.9), así como en las fincas agropecuarias ubicadas aguas abajo, en las márgenes del Río Socuy.

#### **Posibles Causas de la Falla del Dique.**

Los testimonios de diferentes personas de la zona coincidieron en que la creciente excepcional que tuvo lugar a principios de Diciembre de 2010, elevó el embalse hasta una cota muy próxima a la de la cresta de la presa y la del dique (56,00 msnm), pero no lo desbordó en la zona en la que se produjo la rotura, estimándose que el nivel máximo habría llegado hasta unos 8 cm por debajo de dicha cota. Estos testigos también comentaron que la falla del dique en el contacto con su estribo izquierdo se produjo como un colapso masivo, súbito, acompañado de un ruido sordo similar al de un trueno. Inmediatamente surgió una ola que arrasó todo a su paso aguas abajo.

Basándose en los resultados de las investigaciones efectuadas, se podría establecer como la probable causa del colapso del dique de cierre, el siguiente mecanismo:

a.- Tal como se ha indicado, el dique donde se produjo la falla cierra el embalse a lo largo de una fila divisoria situada hacia el Noreste del mismo, la cual está formada por colinas y cerros (Figuras 33.2, 33.6 y 33.7). El dique tiene una longitud de 1.600 m y consiste en un terraplén homogéneo de arcilla compactada, de baja a media plasticidad. La altura máxima del dique era igual a 13,5 m, la cual tenía lugar en el contacto con su estribo izquierdo, adyacente al muro derecho del canal de aproximación del aliviadero. La altura del dique va disminuyendo gradualmente a medida que se aleja del aliviadero, en dirección hacia el Este. La cresta del dique está a la cota 56,00 msnm (igual a la de la cresta de la presa) y tiene un ancho de 7 m. El talud aguas arriba tiene pendiente 3:1 y está protegido contra la erosión potencial del oleaje en el embalse, mediante un enrocado colocado sobre una capa base de grava. El talud aguas abajo tiene pendiente 2,5:1 y está protegido contra la erosión de la lluvia mediante un enrocado. Tal como se observa en la Figura 33.10, la sección transversal del dique es homogénea, de arcilla, y no tiene ningún sistema de drenaje interno para captar la red de filtraciones y descargarla al pie del talud aguas abajo.



**Figura 33.10.-** Sección transversal del dique, expuesta en la brecha erosiva. Se observa que es homogénea, de arcilla, sin drenes internos. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

b.- Las informaciones suministrada por diferentes personas de la zona, así como un informe técnico elaborado a finales de 1985, indican que desde la década de los años 1980 se habían venido observando filtraciones en la parte inferior del contacto del terraplén del dique con su estribo izquierdo. Sin embargo, en vista de que dichas filtraciones se mantenían sin cambios y no causaban inconvenientes, no produjeron alarma ni motivaron la ejecución de investigaciones ni de trabajos correctivos.

c.- Es probable que las filtraciones observadas en el pié aguas abajo del dique, se desarrollaran a lo largo del contacto de éste con su estribo izquierdo. La obra fue puesta en servicio en 1978, y aparentemente durante los 32 años que estuvo en operación, el embalse no alcanzó cotas extremadamente elevadas, por lo que durante dicho período, el flujo infiltrado no habría tenido la energía suficiente como para producir el arrastre de los suelos del dique y/o del material del estribo izquierdo.

d.- Al llegar el embalse a la cota máxima histórica: aproximadamente 56 msnm, a principios de Diciembre de 2010, el flujo de las filtraciones habría alcanzado la energía necesaria para producir el arrastre de las partículas del contacto dique – estribo, en la zona de afloramiento, lo que eventualmente dio origen a un proceso intenso de erosión regresiva o tubificación, que avanzó rápidamente hacia el embalse, ensanchando la cavidad hasta formar un túnel, con el resultado final del colapso masivo de la obra.

### Revisión de la Hidrología.

El nivel de aguas máximas del embalse, previsto en el proyecto de la obra, es la cota 53,70 msnm, por lo tanto, el hecho de que el nivel del embalse haya alcanzado una elevación prácticamente igual a la de la cresta de la presa (56,00 msnm), hizo pensar que el estudio hidrológico hecho para el diseño de las obras (Octubre de 1971), podría haber subestimado las magnitudes de las crecientes. Por otra parte, llamó la atención la utilización de una creciente con un período de retorno de 100 años para el diseño del aliviadero. De acuerdo a los criterios actuales, las obras de alivio de un embalse de la importancia de Manuelote, no deberían diseñarse para un período de retorno inferior a 1.000 años. En la Memoria del proyecto se indica que dicho período de retorno fue adoptado para reducir los caudales descargados aguas abajo y controlar los daños por inundaciones.

Por todos los argumentos anteriores, en Septiembre de 2011 se hizo un nuevo estudio hidrológico. En la Tabla 33.1 se presenta una comparación entre los resultados de ambos estudios.

**Tabla 33.1.-** Comparación entre las crecientes de diseño determinadas en 1971 y en 2011.

Fecha	Octubre 1971	Septiembre 2011
<b>T<sub>r</sub> (años)</b>	100	1.000
<b>Q<sub>max.</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	1.995	4.255
<b>Volumen (m<sup>3</sup> x 10<sup>6</sup>)</b>	114,7	485

De la Tabla 33.1 se sacan las siguientes conclusiones:

- La creciente de diseño actual tiene un caudal máximo 2,13 veces mayor que el de la anterior.
- El volumen de la creciente de diseño actual es 4,2 veces mayor al de la anterior.
- Considerando que la capacidad de almacenamiento del embalse a nivel normal es igual a  $250 \times 10^6 \text{ m}^3$ , se tiene que el volumen de la creciente de diseño actual es 1,94 veces la capacidad del embalse.

En la época en la que se elaboro el proyecto de esta obra (1971), en Venezuela no se utilizaba en los estudios hidrológicos de las crecientes la técnica de maximizarlas por volumen y por pico simultáneamente, lo que daba como resultado la obtención de hidrogramas que generalmente no representaban las crecientes correspondientes a los períodos de retorno asignados, y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las obras. Estudios posteriores, que actualmente son de uso común en los proyectos de los embalse, demostraron la importancia de maximizar las crecientes respecto a los picos y a los volúmenes, lo que da como resultado condiciones más desfavorables para el diseño de los aliviaderos. Varios embalses del país han experimentado situaciones semejantes a la de Manuelote, debido a la

subestimación de las crecientes: El Cigarrón, Pedregal, El Cují, El Cristo, El Guapo, Tocuyo de la Costa.

Utilizando los hidrogramas de las crecientes del nuevo estudio hidrológico, se simularon sus tránsitos por el aliviadero existente, obteniéndose como resultado que el nivel del embalse alcanzaría la cota de la cresta de la presa (56,00 msnm), con una creciente de 24 años de período de retorno. Esto indica que el aliviadero, en el límite de su capacidad, puede dar salida a esa creciente y no a una de 100 años como se establece en el proyecto. El embalse funcionó adecuadamente durante 32 años a pesar su insuficiente capacidad de alivio.

### **Rehabilitación del Embalse.**

Inmediatamente después de la falla se iniciaron los trabajos para la rehabilitación del embalse. Ante la situación de emergencia que se presentó en el abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Maracaibo, las obras de las reparaciones se fueron diseñando de manera casi simultánea con su construcción, utilizando un procedimiento denominado “proyecto sobre la marcha”.

La primera obra que se construyó fue la pre-ataguía, la cual es una pequeña presa de tierra homogénea, de arcilla, ubicada hacia la parte aguas arriba del zanjón erosivo, con la finalidad de cortar el flujo en el mismo, mantener en seco el área en la que se construiría la ataguía, y comenzar a almacenar agua en el embalse para transvasarla a Tulé y de allí enviarla al acueducto de Maracaibo. El cierre del flujo en el zanjón presentó algunas dificultades, ya que debido a su velocidad arrastraba el material arcilloso que se iba depositando. Fue necesario volcar bloques prefabricados de concreto, grava gruesa, cantos rodados, y finalmente arcilla para poder controlar la corriente, Figuras 33.11 y 33.12.



**Figura 33.11.-** Bloques prefabricados de concreto, utilizados para controlar el flujo en el zanjón. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.12.-** Pre-atagüía terminada, almacenando agua en el embalse.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Como segunda actividad se procedió a demoler el vertedero de concreto del aliviadero, cuya altura era igual a 1,70 m, Figuras 33.13 y 33.14.



**Figura 33.13.-** Vertedero existente. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.14.-** Vertedero demolido. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Con esta demolición se incrementó sustancialmente la capacidad de descarga del aliviadero. En efecto, de acuerdo a la nueva hidrología, la creciente capaz de originar una elevación del agua embalsada hasta la cresta de la presa, sería ahora la de 171 años de período de retorno, lo que indica que con esta demolición, se redujo de una manera muy importante el riesgo de desbordamiento.

La tercera obra fue la construcción de la ataguía, la cual consiste en un terraplén homogéneo, de arcilla compactada, de eje curvo, con una altura igual a 18,50 m, ubicado inmediatamente aguas abajo de la entrada del aliviadero, Figuras 33.15 y 33.16 y 33.17.



**Figura 33.15.-** Ataguía terminada. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.16.-** Vista desde aguas abajo de la ataguía terminada. Excavaciones para la fundación del dique de cierre. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.17.-** En Diciembre de 2012 tuvo lugar una creciente importante del Río Socuy, que amenazó con desbordar la ataguía. (Cortesía de HIDROLAGO).

Al contar con la protección de la ataguía fue posible iniciar la construcción del dique - tapón, ubicado inmediatamente aguas abajo, para cerrar definitivamente la brecha. Con el propósito de evitar que se sobrepusieran ambos terraplenes, fue necesario adoptar un eje de doble curvatura. De esta manera, el tapón quedó apoyado contra su estribo izquierdo aguas abajo del contacto que tenía el dique original con éste, lo cual según el Estudio Geológico - Geotécnico resultó conveniente, ya que la calidad de la roca en la ladera mejora hacia aguas abajo.

Cabe destacar, que la erosión originada por el flujo a través de la brecha, produjo un descenso de casi 13 m respecto a la cota de la fundación del dique anterior, por lo que la altura máxima del dique original, que era igual 13,5 m, pasó a ser de 27 m en el nuevo tapón de cierre construido.

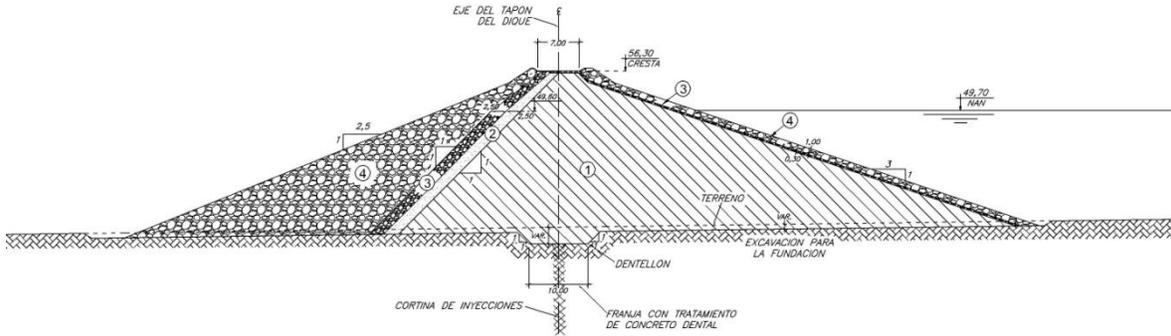
En toda presa, y particularmente en ésta, es importante excavar las fundaciones, hasta alcanzar un material adecuado para el apoyo del terraplén. En este caso, la gran energía del flujo que salió del embalse y que formó la brecha en el dique (Figuras 33.5, 33.6, 33.7, 33.8 y 33.9) hizo un intenso trabajo de remoción de materiales blandos, poco densos, fisurados, etc., habiéndose alcanzado tanto en profundidad como lateralmente, una fundación con propiedades resistentes, de dureza e impermeabilidad, superiores a las que tenía la fundación del dique anterior. Tal como se ha indicado, la erosión hizo que la superficie de la fundación descendiera casi 13 m, por lo que el trabajo de excavación y limpieza de las fundaciones del tapón consistió básicamente en remover los fragmentos de roca suelta, agrietada, blanda, etc., Figuras 33.16 y 33.18.



**Figura 33.18.-** Excavación de la fundación y ejecución de la cortina de inyecciones de cementación para la construcción del tapón de cierre. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).

Debido a que la causa más probable de la falla del dique fueron las filtraciones, y teniendo en cuenta que la estratificación de las capas alternadas de areniscas y lutitas que constituyen la fundación, tiene un rumbo aproximadamente perpendicular al eje del dique, con un alto buzamiento, lo que tiende a propiciar las filtraciones, se consideró necesario hacer una cortina de inyecciones de cemento a presión (Figura 33.18), principalmente hacia el estribo izquierdo del dique, con el propósito de consolidar e impermeabilizar la roca de fundación en este sector, en el que según las evidencias, fue donde se originó un posible proceso de tubificación que terminó produciendo el colapso de la obra. Cabe destacar, que en la fundación del dique anterior no se hicieron inyecciones.

Una vez conocidas las cantidades y las características de los materiales de préstamo existentes en la zona, se llegó a la conclusión de que el diseño del tapón que ofrece una mayor seguridad ante un flujo infiltrado a través de su propio terraplén y/o del estribo izquierdo, es el que consiste en una sección zonificada, que incluye cuatro zonas, en las que los materiales son cada vez más permeables en dirección hacia aguas abajo, de forma tal que se filtren entre ellos, siendo cada una de estas zonas capaz de retener las partículas de la que está inmediatamente aguas arriba. Adicionalmente, el espaldón de aguas abajo, formado por enrocado de cantera, tiene una gran capacidad de resistir el paso del flujo de eventuales filtraciones, sin que sus bloques puedan ser arrastrados. La zonificación del tapón, proyectada de la manera descrita, tiene como propósito fundamental evitar que se repita lo ocurrido en el dique anterior. La Figura 33.19 muestra la sección transversal del tapón de cierre de la brecha.



ZONA	DESCRIPCION
1	Núcleo impermeable. Arcilla de baja a media plasticidad.
2	Filtro - Dren. Arena limpia permeable.
3	Transición permeable. Grava limpia y desechos de cantera.
4	Enrocado de cantera.

Figura 33.19.- Sección transversal del tapón de cierre de la brecha.

El material del tapón que constituye la barrera impermeable, es la arcilla de la Zona 1. Todos los demás materiales del tapón (Zonas 2, 3 y 4) son granulares, permeables y no cohesivos. Para que un suelo pueda formar grietas es indispensable que sea cohesivo. Los materiales granulares, no cohesivos, no pueden formar grietas. Esta es la razón por la que se utilizan los materiales granulares como filtros, aguas abajo de los suelos

cohesivos, ya que si por alguna circunstancia se formara una grieta en estos últimos, que diera origen a filtraciones del agua embalsada, así como al arrastre de las partículas de la arcilla, al llegar estas partículas al primer filtro (Zona 2), quedarían detenidas en él. La Zona 2, por ser permeable, incapaz de formar grietas, y por tener la granulometría definida en el proyecto, permitirá el paso del agua, pero no el arrastre de las partículas de la arcilla, las cuales se irían acumulando en el extremo aguas abajo de la grieta, en el contacto de la Zona 1 con la Zona 2, rellenando la fisura en forma regresiva hasta sellarla gradualmente, con lo que disminuirá o cesará totalmente la filtración. El proceso descrito se conoce como “autosellado”, y es la principal función de los filtros en las presas de materiales sueltos.

Las Figuras 33.20, 33.21 y 33.22 muestran diferentes aspectos del tapón de cierre de la brecha durante su construcción y una vez terminado.



**Figura 33.20.-** Construcción de las distintas zonas del dique de cierre.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

También se construyó un terraplén o berma de arcilla, adosada al estribo izquierdo del dique de cierre (Figuras 33.21 y 33.23), con el propósito de unir el núcleo de dicho dique con el terraplén impermeable de la ataguía, aumentando así el recorrido de las eventuales filtraciones que podrían tener lugar en esta zona, las cuales habrían sido la causa del colapso del dique anterior. Esta berma también cumple la función de estabilizar el estribo, el cual es de fuerte pendiente, tal como se observa en la Figura 3.18.



**Figura 33.21.-** Dique de cierre de la brecha terminado.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.22.-** Dique de cierre de la brecha terminado.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 33.23.-** Dique de cierre de la brecha y berma sobre el estribo.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

#### **Incremento de la Capacidad de Alivio.**

Tal como se ha indicado, al transitar los hidrogramas de las crecientes determinadas en el nuevo estudio hidrológico (efectuado en Septiembre de 2011) por el aliviadero existente, se obtuvo como resultado que el nivel del embalse alcanzaría la cota de la cresta de la presa (56,00 msnm), con una creciente de tan solo 24 años de período de retorno. Por lo tanto, la capacidad del aliviadero actual es totalmente insuficiente, y representa un riesgo inaceptable para la seguridad de la presa. De acuerdo a los criterios actuales, el aliviadero de un embalse de la importancia de Manuelote, no debería tener una capacidad de evacuación inferior a la de las crecientes de 1.000 años de período de retorno.

Para incrementar la capacidad de alivio del embalse se analizaron numerosas alternativas, adoptándose finalmente como la más conveniente, la construcción de un nuevo aliviadero, complementario del existente, y ubicado unos 65 m al Noreste de éste, Figuras 33.24 y 33.25.

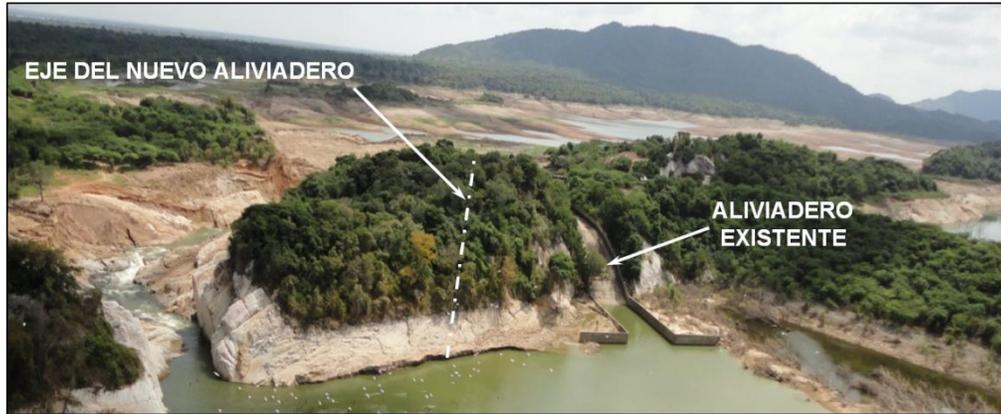


Figura 33.24.- Ubicación del nuevo aliviadero, complementario del existente.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).

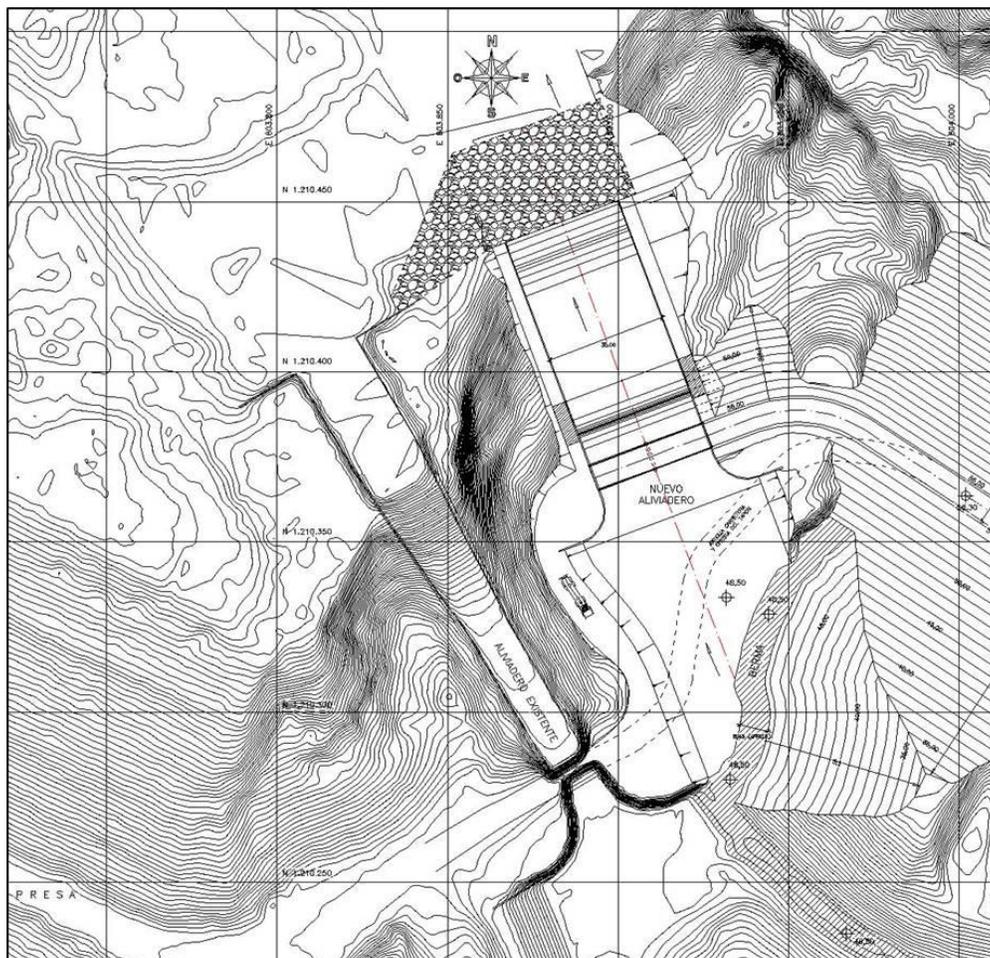
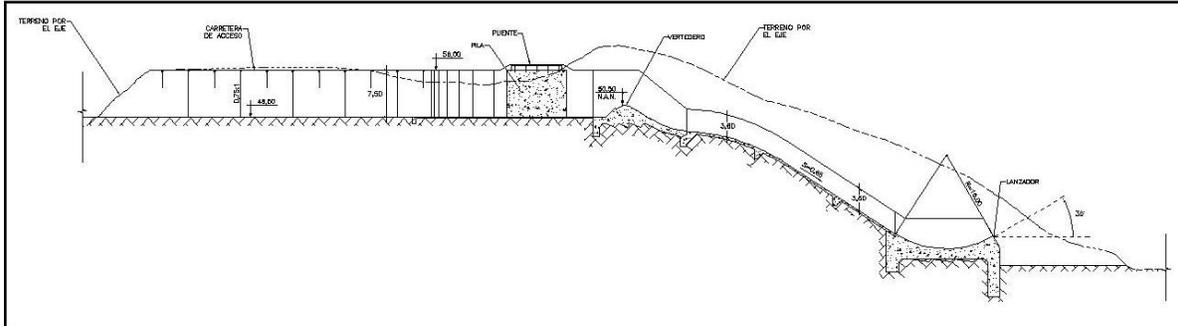


Figura 33.25.- Ubicación en planta del nuevo aliviadero, complementario del existente.

El nuevo aliviadero tendrá un ancho de 35 m, que sumados a los 12 m que tiene el aliviadero anterior, proporciona un ancho total de vertido igual a 47 m. La estructura terminal del nuevo aliviadero será un lanzador de fondo circular. La Figura 33.26 muestra el perfil longitudinal del nuevo aliviadero.



**Figura 33.26.-** Perfil longitudinal del nuevo aliviadero.

El NAN del embalse será incrementado de la cota 49,70 msnm que tenía en el proyecto original, a la cota 50,50 msnm, la cual será la que tendrán en lo sucesivo las crestas de ambos vertederos. Esta elevación de 0,80 m en el NAN del embalse, permite incrementar el almacenamiento en  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

Una vez puestos en servicio ambos aliviaderos, las condiciones de operación del embalse serán las que aparecen en la Tabla 33.2.

**Tabla 33.2.-** Resultados obtenidos con ambos vertederos a cota 50,50 msnm (NAN).  
Creciente milenaria.

Aliviadero	Long. de cresta (m)	Cota de cresta (msnm)	Nivel máximo (msnm)	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
Existente	12	50,50	55,05	257,13
Complementario	35			739,38
Caudal total (m <sup>3</sup> /s)				996,51

Con la solución adoptada se logra transitar la creciente milenaria por el embalse, quedando un borde libre remanente en la presa igual a 0,95 m.

Hasta el presente, por falta de recursos, no ha sido construido el aliviadero complementario, y el existente se mantiene con el vertedero demolido, Figuras 33.13 y 33.14.

**REFERENCIAS**

- 1.- OTEHA, C.A.  
Proyecto Socuy – Embalse Manuelote, Estado Zulia.  
Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Caracas, Octubre 1971.
- 2.- Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Recursos Hidráulicos.  
Revista El Agua – Número Especial – Grandes Presas de Venezuela.  
Caracas 1976.
- 3.- Asociación Cooperativa Hidrogeo Consulta, R.L.  
Evaluación Hidrológica con Fines de Rehabilitación del Embalse Manuelote.  
HIDROLAGO. Mérida, Septiembre 2011.
- 4.- Suárez Villar, L.M.  
Proyecto de Obras de Emergencia Para la Rehabilitación y Puesta en  
Funcionamiento del Embalse Manuelote, Río Socuy, Estado Zulia.  
Ministerio del Poder Popular Para el Ambiente. Dirección de Operación y  
Mantenimiento de Obras. Caracas, Abril 2012.

## **CAPÍTULO 34 – LECCIONES APRENDIDAS**

---

### **Introducción.**

Este capítulo final tiene como principal objetivo sacar provecho de las experiencias que dejaron los incidentes y fallas ocurridas en las presas de Venezuela, expuestas a lo largo del presente libro, con el propósito de que no pasen al olvido, y se pierdan de la memoria técnica del país, ya que tal como se indica en el Capítulo 1, los inconvenientes y los fracasos suelen conducir al aprendizaje y al incremento de los conocimientos de una mejor manera que los éxitos. Seguidamente se presenta una síntesis de las lecciones aprendidas, las cuales deberían ser de utilidad a los profesionales jóvenes y a las futuras generaciones de ingenieros.

### **Lecciones Aprendidas.**

#### **Estudios Hidrológicos.**

- 1.- En el ámbito mundial, una de las causas más frecuentemente asociadas a las fallas de las presas de tierra y enrocado es su desbordamiento, debido a una capacidad insuficiente del aliviadero. Esta situación es causa de preocupación y se ha atribuido principalmente a los cambios climáticos que están teniendo lugar a escala planetaria. Sin embargo, lo anterior constituye básicamente una deficiencia de proyecto y se debe específicamente a la subestimación de las crecientes, lo que a su vez responde, en parte, en el caso de Venezuela, al progresivo deterioro y desmantelamiento que ha sufrido la red hidrológica nacional.

De acuerdo a lo expuesto en el Capítulo 1, el comportamiento de la infraestructura hidráulica de un país depende fundamentalmente de la cantidad y calidad de los datos hidroclimáticos disponibles para la planificación, proyecto, construcción y operación de las diferentes obras, especialmente las de embalse. Si la data hidrológica es incompleta, deficiente, poco confiable o inexistente, quedan dos alternativas para el desarrollo de nuevas presas: La primera consistiría en posponerlas hasta que, con el paso de los años, se disponga de la base mínima indispensable de datos hidrológicos. Esta alternativa, poco utilizada en la práctica, lleva implícito un retraso en el desarrollo del país. La segunda alternativa, de uso más común, consiste en hacer estudios hidrológicos “conservadores”, transponiendo datos de otras cuencas y aplicando factores empíricos de mayoración, para estar del “lado de la seguridad”, lo que no siempre sucede, y de suceder, aunque se tendría entonces el caso menos malo, el sobredimensionamiento traería como consecuencia la inversión de recursos excesivos en las obras, lo que podría evitarse si se dispusiera de la información hidrológica necesaria.

De lo anterior surge la siguiente paradoja: No se hacen las mediciones hidrológicas necesarias por falta de recursos, pero después se “sobredimensionan” las obras hidráulicas para subsanar esa deficiencia y se gasta más de lo que hubiera sido necesario invertir en la red hidrológica nacional, con el agravante de que no existe la certeza de que dichos sobredimensionados en realidad lo sean, o por el contrario, se hayan quedado cortos.

- 2.- Décadas atrás, en una época en la que se hicieron numerosos proyectos de presas, en Venezuela no se utilizaba en los estudios hidrológicos de las crecientes la técnica de maximizarlas por volumen y por pico simultáneamente, lo que daba como resultado la obtención de hidrogramas que generalmente no representaban las crecientes correspondientes a los períodos de retorno asignados y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las obras. Estudios posteriores, que actualmente son de uso común en los proyectos de obras de embalse, demostraron la importancia de maximizar las crecientes respecto a los picos y a los volúmenes, lo que da como resultado condiciones más desfavorables para el diseño de los aliviaderos y de las obras de desviación. En muchos casos el volumen de la creciento produce un efecto más desfavorable que su pico.
- 3.- Cuando la data hidrológica disponible para un determinado proyecto sea escasa o poco confiable, será necesario dimensionar las obras de desviación y los aliviaderos en forma holgada, lo cual es también una manera indirecta de tomar en cuenta los cambios climáticos que están teniendo lugar en todo el planeta y que probablemente continuarán en el futuro.

En estos casos, ha sido una práctica bastante utilizada, construir además del aliviadero principal o de servicio, un aliviadero secundario o de emergencia, que sirva como válvula de escape si se presenta una creciento mayor que la de diseño, evitando que el flujo desborde la presa (Figura 34.1).



**Figura 34.1.-** Entradas de los aliviaderos de servicio y de emergencia de la Presa Taguaza, Estado Miranda. (Cortesía del Ing. Valdis Gristeins).

La experiencia ha demostrado que los aliviaderos de emergencia suelen funcionar más frecuentemente que lo previsto, por lo tanto, es necesario construirlos solamente en aquellos casos en los que se tenga la seguridad de que no se convertirán en un problema, en lugar de ser una solución, cuando entren en funcionamiento al presentarse una creciente excepcional.

Ha sido bastante común hacer aliviaderos de emergencia, consistentes simplemente en un canal excavado en tierra, sin revestir, ubicado en algún sitio de la periferia del embalse en el que la topografía resulta adecuada para ello, permitiendo así la salida del flujo a partir de una cierta cota superior a la del aliviadero de servicio, e inferior a la de la cresta de la presa. Generalmente, el canal descarga el caudal evacuado al cauce de una pequeña quebrada que nace en el lado opuesto de la fila divisoria, por la que nunca habían transitado caudales importantes antes de la construcción del embalse, lo que en no pocos casos ha originado intensos procesos de degradación, que han profundizado dicho cauce, lo han desestabilizado, y la erosión ha avanzado en forma regresiva por el canal en tierra, amenazando con alcanzar el embalse, situación que en varias presas ha sido causa de alarma entre los habitantes ubicados aguas abajo.

Estas experiencias han demostrado la inconveniencia que representan los aliviaderos secundarios construidos en la forma indicada, cuando las fundaciones están formadas por suelos y/o rocas poco resistentes al arrastre por parte del flujo. La erosión prácticamente incontrolable que ha ocurrido en varios de estos casos, amenazando incluso con vaciar el embalse, indica que solo se pueden hacer aliviaderos de emergencia del tipo descrito, cuando se tenga la seguridad de que existe roca resistente a la erosión a una profundidad moderada, lo cual debe ser verificado previamente mediante la realización de sondeos.

En aquellos casos en los que no exista roca con la resistencia a la erosión requerida, no deben construirse aliviaderos secundarios, siendo preferible aumentar las dimensiones del aliviadero de servicio, lo que resulta en general más económico que revestir el secundario y dotarlo de un dissipador de energía.

- 4.- Con frecuencia ocurre que los datos pluviométricos y fluviométricos disponibles para la elaboración de un determinado proyecto son limitados o de calidad deficiente, pero mucho mayor suele ser la incertidumbre atinente al transporte de sedimentos en el río, ya que la información sobre este tema siempre es más escasa que la anterior, o totalmente inexistente. Es un hecho prácticamente constante, subestimar las producciones de sedimentos de las cuencas, a veces en forma excesiva. Por otra parte, la producción de sedimentos casi siempre tiende a aumentar con el transcurso de los años, debido a la degradación de las cuencas a causa de la intervención antrópica: Construcción de vías de penetración, deforestación, urbanización, actividades agropecuarias, etc.

La lección aprendida en este aspecto de los embalses, es que se debe ser muy conservador cuando se evalúen los aportes de sedimentos a los mismos, se definan sus niveles de aguas muertas y se estimen sus vidas útiles.

### **Desviación del Flujo Durante la Construcción de la Presa.**

- 1.- La etapa de desviación del flujo durante la construcción de la presa siempre es crítica respecto a la seguridad de las obras, de la infraestructura y los seres humanos presentes aguas abajo, por lo que debe prestarse especial atención a la misma.
- 2.- Los troncos y ramas que arrastran las crecientes pueden causar serios problemas de obstrucción en los conductos y túneles de desviación del flujo.

Se deben utilizar secciones de los conductos lo suficientemente amplias como para que los troncos y ramas arrastradas por el flujo no se traben en ellos. Estos elementos deben poder pasar holgadamente por los conductos. En algunos casos diseñar las obras de desviación para esta condición puede prevalecer sobre su capacidad hidráulica.

En la medida de lo posible se deben minimizar las curvas en el trazado de los conductos de desviación, y cuando sean inevitables se deben proyectar con amplios radios de curvatura para que los troncos no se traben en ellas.

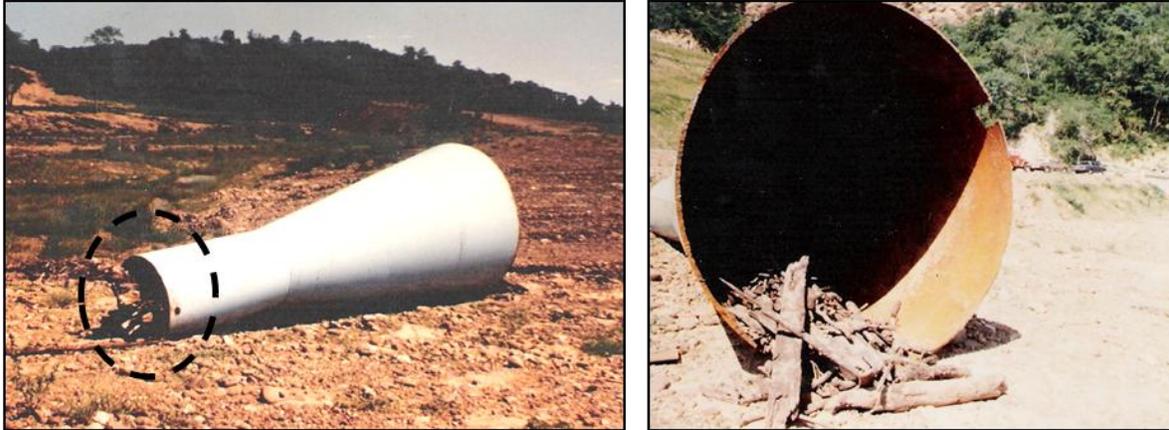
La colocación de rejas en las entradas de los conductos y túneles de desviación ha sido la causa de incidentes en varios casos en los que el agua ha estado a punto de desbordar la presa en construcción debido a la obstrucción de las mismas. Incluso túneles de desviación sin rejas en su entrada se han bloqueado con los troncos transportados por el flujo.

Las experiencias indican que no se deben colocar rejas en las entradas de los conductos de desviación, ya que de lo contrario es muy probable que los troncos las obstruyan.

Los conductos de desviación deben tener secciones uniformes en toda su longitud, o en todo caso, que se vayan ampliando hacia aguas abajo, pero nunca que se vayan contrayendo en el sentido del flujo, ya que ello propiciaría el trabado de los troncos (Figura 34.2).

- 3.- El flujo en los conductos de desviación suele transportar sedimentos gruesos durante las crecientes, por el mecanismo del arrastre de fondo, los cuales producen un efecto abrasivo sobre el concreto, especialmente si la pendiente es fuerte. Los daños causados por este proceso se incrementan con el paso del tiempo.

A causa de las vicisitudes políticas y económicas que ha venido sufriendo el país, la construcción de varias presas ha experimentado paralizaciones sucesivas, haciendo que la etapa de desviación de los respectivos ríos por los túneles se prologara en algunos casos por períodos de más de 20 años. Ningún concreto, por resistente que sea, es capaz de soportar la abrasión producida por un flujo cargado de arena, grava y peñones durante tanto tiempo. Esto trae como consecuencia la destrucción del fondo con la desaparición total del revestimiento de concreto armado, e incluso una importante erosión de la roca subyacente, originando situaciones de emergencia que en sus momento hicieron temer por el colapso de estas obras (Figura 34.3).



**Fig. 34.2.-** Contracción obstruida por palos. Presa Maticora, Estado Falcón.  
(Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**a.-** Presa Agua Viva, Edo. Trujillo.

**b.-** Presa Yacambú, Edo. Lara.

**Figura 34.3.-** Erosión del concreto de dos túneles de desviación.  
(Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

- 4.- Las obras de desviación (túneles y ataguías) se diseñan para una creciente con un determinado período de retorno. Cuando la etapa de desviación se prolonga más allá de lo previsto en el proyecto, aumentan las probabilidades de ocurrencia de una creciente con un período de retorno mayor al de diseño, que podría superar la capacidad de las obras de desviación y desbordar la presa en construcción, con todas las consecuencias que ello implicaría.

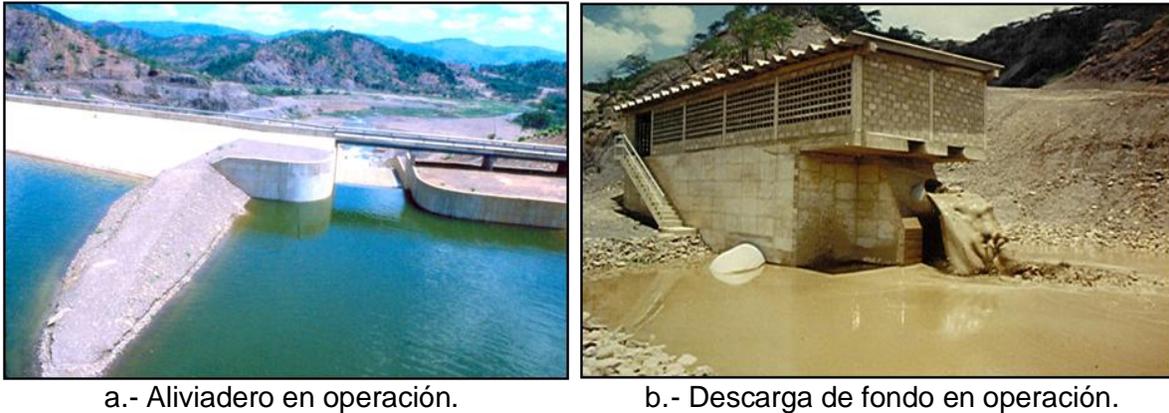
La lección aprendida, es que cuando se decida desviar un río por un túnel o un conducto enterrado, debe tenerse la certeza de que esta etapa tendrá una duración aproximadamente igual a la prevista en el proyecto, de lo contrario es preferible no hacer la desviación.

### **Descargas de Fondo.**

- 1.- Desde hace siglos en Europa y desde hace varias décadas en Venezuela, los embalses en general, y sobre todo aquellos cuya función principal es el suministro de agua potable, vienen siendo equipados con descargas de fondo independientes de las tomas de agua. La experiencia indica que, principalmente en las zonas tropicales, en aquellos embalses que no disponen de descargas de fondo, a medida que pasan los años se va acumulando en la franja más profunda un agua de calidad cada vez más objetable para el consumo humano. Ello se debe a que las aguas cargadas de sedimentos en suspensión que aportan los ríos durante las crecientes de invierno, en algunos casos no se mezclan con el agua clara del embalse cuando entran al mismo. Debido a la carga de sedimentos finos que el flujo del río transporta en suspensión, éste suele tener una densidad ligeramente superior a la del agua clara del embalse, lo que hace que frecuentemente esta agua turbia, por efecto de la gravedad, tienda a desplazarse por el fondo del lago, bajo el agua clara, dirigiéndose hacia el punto más bajo del mismo, que es el sitio de presa, formando así lo que se denomina una corriente de densidad, corriente de lodo, o corriente de turbidez. Cuando dicha corriente llega al sitio de presa, y no encuentra una salida, por no existir una descarga de fondo (o por no estar ésta en operación) que le proporcione continuidad al flujo y lo saque del embalse, entonces se detiene y comienza a sedimentar su carga de sólidos en las inmediaciones de la presa, donde generalmente se encuentran las obras de toma.

Adicionalmente, en la parte inferior de los embalses que no disponen de descargas de fondo, no solo se acumulan los sedimentos aportados por el río, sino también materia orgánica en descomposición que es el producto de la muerte y precipitación del fitoplancton y del zooplancton que habita principalmente en la franja superior del embalse hasta la profundidad de penetración de la luz. Por otra parte, las corrientes de turbidez que se desplazan por el fondo del embalse hacia la presa, no solo transportan sedimentos, sino también sustancias químicas y materia orgánica procedente de la cuenca.

En conclusión, con el paso de los años el volumen de agua objetable para el consumo humano, que se va acumulando en la franja inferior de aquellos embalses que no tienen descargas de fondo, va creciendo hasta alcanzar las cotas de las tomas de agua. A partir de entonces, las corrientes de turbidez serán succionadas por dichas tomas, lo que en lo sucesivo afectará negativamente la calidad del agua enviada a la planta de tratamiento. Contrastando con lo anterior, en la franja superior de los embalses se encuentra en general agua de mejor calidad que la del fondo, por lo que es preferible captar el caudal para el abastecimiento humano en esta zona, Figura 34.4.

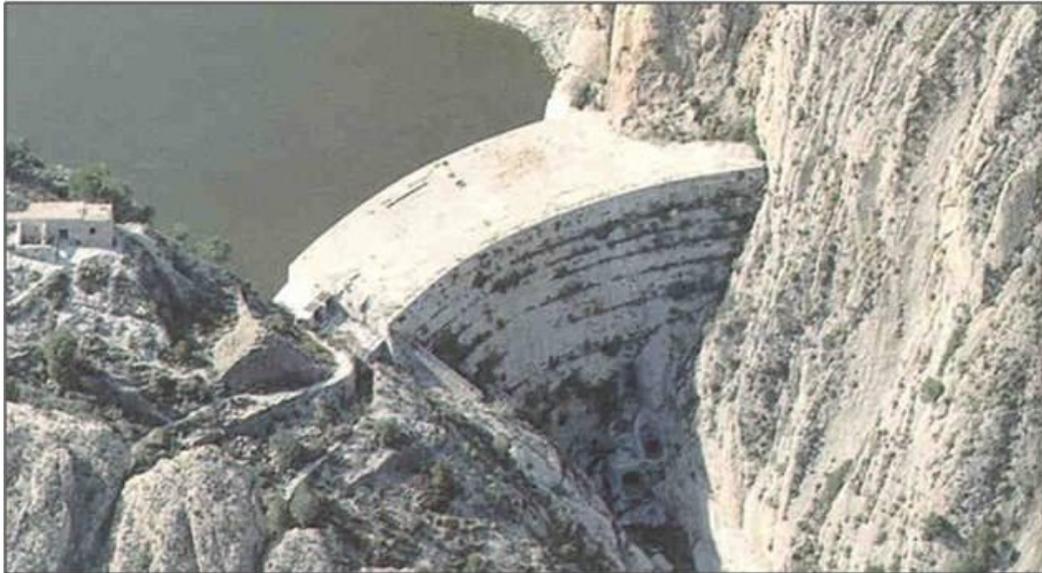


**Figura 34.4.-** Embalse Pedregal, Edo. Falcón. Obsérvese la diferencia de turbidez entre el flujo superficial y el del fondo. (Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

Tal como se ha indicado, desde hace siglos en Europa (Figuras 34.5, 34.6 y 34.7), y desde hace varias décadas en Venezuela, los embalses han venido siendo equipados con conductos de fondo cuyas entradas se ubican a cotas más bajas que las de las tomas de agua. Estos conductos, denominados descargas de fondo, deberían ser utilizados como aliviaderos primarios, evacuando prioritariamente a través de ellos los excedentes de agua que no es posible almacenar, y descargando los excedentes adicionales por el aliviadero de superficie, solamente cuando ello sea inevitable. Con esta forma de operación se busca eliminar principalmente las aguas de calidad objetable, acumuladas en la franja inferior del embalse, en lugar de descargar agua clara de la franja superior a través del aliviadero de superficie. En Europa existe el siguiente dicho entre los operadores de los embalses: *“Desde el punto de vista de la conservación de la calidad del agua y de la lucha contra la sedimentación de los embalses, toda agua evacuada por los aliviaderos de superficie es agua perdida”*.

A título de ejemplo, se presenta seguidamente en las Figuras 34.5, 34.6 y 34.7, el caso del Embalse de Tibi, construido entre 1.580 y 1.594 en el Río Montnegre, cerca de Alicante, España y aún en operación. Esta presa de mampostería, de 46 m de altura, fue en su época la más importante del mundo, así como la primera obra tipo arco – gravedad de que se tengan registros. Está provista de tomas de agua para riego a diferentes niveles, y de una descarga de fondo que se utiliza para las expulsiones periódicas de los sedimentos acumulados en el embalse.

Algunas veces suele denominarse erróneamente como descarga de fondo a la toma más baja de una torre – toma, en aquellos casos en los que existe una válvula en la tubería de la aducción que permite descargar un cierto caudal al río, aguas abajo de la presa. Por todo lo expuesto, se entiende que una obra de este tipo no cumpliría con las funciones antes indicadas, ya que por tratarse de un conducto único de toma no es posible separar el flujo que se descarga al cauce del que se envía a la planta de tratamiento. Para lograr esta finalidad se necesitan como mínimo dos conductos separados: Uno más bajo, para la descarga de fondo, y el otro para la toma, a una cota superior.



**Figura 34.5.-** Presa de Tibi, Alicante, España, en operación desde 1.580.  
(Cortesía de Vaigapeu).



**Figura 34.6.-** Presa de Tibi, Alicante, España, en operación desde 1.580.  
(Cortesía del Ayuntamiento de Tibi).



**Figura 34.7.-** Presa de Tibi, Alicante, España, en operación desde 1.580.  
Descarga de fondo, vista hacia aguas arriba. (Cortesía de GEOELX).

Como producto de las consideraciones y experiencias anteriores, se llega a la conclusión de que para mejorar la calidad del agua captada de un determinado embalse y prolongar su vida útil, es muy conveniente dotarlo de descargas de fondo. Con la forma de operación antes indicada (aliviadero primario) se busca lograr el triple objetivo siguiente: Captar agua de mejor calidad para el abastecimiento humano; mantener el embalse libre de agua de calidad objetable; y alargar la vida útil de la obra mediante la evacuación de parte de los sedimentos aportados al embalse.

Al igual que en el caso de los conductos y túneles que se utilizan para la desviación del río durante la construcción de la presa (Figura 34.3), en las descargas de fondo de los embalses de montaña, en cuyos cauces predomina el sedimento grueso (grava, cantos rodados, peñones), también se produce erosión en el concreto de la solera e incluso en el blindaje de acero (si existe), a causa del efecto abrasivo que produce el flujo cargado de dichos sedimentos, cuando se abren las compuertas para expulsarlos del embalse.

En las Figuras 34.8 y 34.9 se presenta la Presa de Santo Domingo, Estado Mérida, la cual dispone de tres descargas de fondo para la expulsión periódica de los sedimentos granulares gruesos que en grandes cantidades aporta la cuenca al embalse. La Figura 34.10 muestra la operación de una de las descargas de fondo durante la campaña de expulsión de sedimentos que tuvo lugar en marzo de 2015. Se observa que el flujo evacuado del embalse es de tipo detrítico, cargado de grava, cantos rodados y peñones. La Figura 34.11 indica los daños producidos en el blindaje de acero y en el concreto armado de dicha descarga. Aunque a nivel mundial se ha intentado afrontar este problema utilizando diferentes materiales resistentes a la abrasión, sin embargo se ha llegado a la conclusión de que en la práctica estos daños son muy difíciles de evitar, adoptándose usualmente como solución, la reparación periódica de estas obras,

reponiendo el concreto armado erosionado, y el blindaje si es el caso. Estas reparaciones periódicas son el precio que hay que pagar a cambio de prolongar las vidas útiles de los embalses, posponiendo hasta donde sea posible su colmatación.

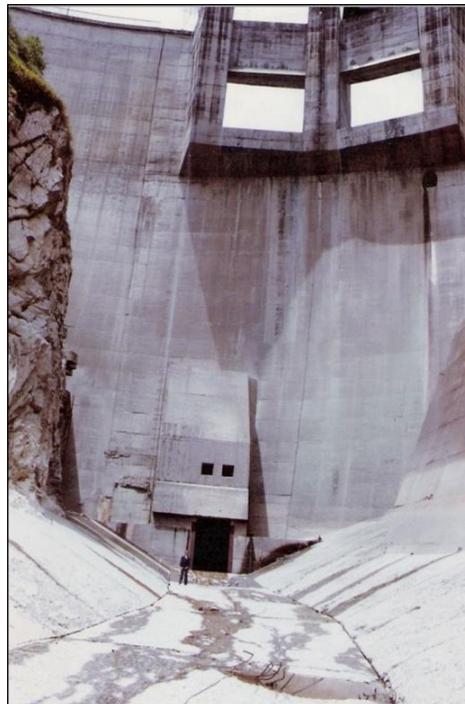


a.- Presa y embalse.



b.- Detalle del sedimento.

**Figura 34.8.-** Presa y Embalse de Santo Domingo. Características del sedimento granular grueso que ingresa al embalse. (Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).



**Figura 34.9.-** Presa de Santo Domingo. Vista hacia aguas arriba de una de las descargas de fondo. (Foto tomada por L.M. Suárez V.).



**Figura 34.10.-** Presa de Santo Domingo, Estado Mérida. Descarga de fondo en operación durante la campaña de expulsión de sedimentos de marzo de 2015. Obsérvense las características detríticas del flujo (Cortesía del Ing. José Gaspar - CORPOELEC).



**Figura 34.11.-** Presa de Santo Domingo, Estado Mérida. Daños en el blindaje y en el concreto de una de las descargas de fondo, causados por el efecto abrasivo del sedimento granular grueso. Marzo de 2015 (Cortesía del Ing. José Gaspar - CORPOELEC).

- 2.- En Venezuela existen especies de árboles cuya madera tiene una densidad ligeramente superior a la del agua. Estos materiales, cuando ingresan a los embalses, tienden a hundirse hasta una cierta profundidad, e incluso hasta el fondo, pudiendo ser arrastrados por las corrientes de densidad hasta las tomas y las descargas de fondo de las presas.

Es preferible no utilizar rejas en las entradas de aquellas descargas de fondo que tengan secciones amplias, sin contracciones, y con alineamientos rectilíneos o con curvas de amplio radio, ya que difícilmente los palos podrían trabarse en el interior de estos conductos. Por el contrario, en las descargas de fondo que presenten secciones con áreas decrecientes en el sentido del flujo, o válvulas con elementos obstructivos cuando están totalmente abiertas, es necesario instalar rejas gruesas en sus entradas, ya que aunque es posible que con el transcurso de los años estas rejas se obstruyan, su despeje puede hacerse mediante buzos, siendo esta situación preferible a que las obstrucciones se produzcan dentro de los conductos, donde su eliminación sería mucho más complicada (Figura 34.2).

- 3.- Salvo casos excepcionales, todo embalse debería poder vaciarse total o parcialmente cuando ello sea necesario para hacer reparaciones o trabajos de mantenimiento en alguno de sus componentes. Por otra parte, la falla de una presa puede significar una catástrofe, dependiendo del volumen de agua almacenado, la altura de la obra, la importancia de lo que exista aguas abajo, el tipo de presa, etc. En consecuencia, es importante para la seguridad de las presas, contar con descargas de fondo cuya capacidad sea suficiente para vaciar el embalse en casos de emergencia.

Lo anterior es especialmente válido en presas de materiales sueltos (tierra y/o enrocado) ubicadas en zonas sísmicas. En algunas de estas obras se ha observado que los daños ocurridos durante los eventos sísmicos han tenido lugar principalmente en el tercio superior de la altura del terraplén, donde se han producido grietas y deslizamientos. Es por ello, que las normas de algunos países establecen que las descargas de fondo deben tener la capacidad requerida para vaciar el tercio superior en el menor tiempo posible (entre unos pocos días y un mes).

- 4.- Para controlar el caudal descargado a través de los conductos de fondo, deben utilizarse preferiblemente válvulas que no obstruyan el libre paso del agua cuando están totalmente abiertas, ya que de lo contrario los elementos de las válvulas interpuestos en el flujo estarán sometidos al efecto abrasivo de los sólidos transportados por éste, y además, los palos sumergidos podrían trabarse en ellos. En consecuencia, se recomienda utilizar los siguientes órganos de control:

- Órganos de emergencia:
  - Compuertas planas, deslizantes.
  - Compuertas de anillo (Ring - Follower).
  - Válvulas esféricas.

- Órganos de regulación.
  - Compuertas planas, deslizantes.
  - Compuertas Jet - Flow.
  - Compuertas radiales.
  - Compuertas radiales invertidas.

No es recomendable el uso de válvulas de aguja, válvulas de tubo, válvulas de chorro hueco ni válvulas mariposa en las descargas de fondo, por el efecto obstructivo que presentan cuando están totalmente abiertas. Estos tipos de válvulas pueden ser utilizados en las descargas de medio fondo de las presas.

Finalmente, algunos ingenieros argumentan que no vale la pena construir descargas de fondo en las presas, ya que se ha observado en diferentes casos que las mismas terminaron siendo obstruidas por los sedimentos, lo cual es cierto. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que en la mayoría de las obras en las que esto ha sucedido, la obstrucción se debió generalmente a que dichas descargas se mantuvieron cerradas por períodos prolongados (hasta de varios años), alcanzando los sedimentos depositados en sus entradas tales volúmenes y grados de consolidación que hicieron inútiles las posteriores aperturas de las compuertas. Situaciones como la descrita no parecen tener justificación, ya que paradójicamente, en varias de estas presas se mantenía la descarga de fondo cerrada cuando el aliviadero de superficie estaba funcionando. En algunos otros casos también contribuyeron a la obstrucción de las descargas de fondo los diseños inadecuados de las mismas, tales como: rejas muy finas en sus entradas, conductos de pequeño diámetro, utilización de válvulas inadecuadas (obstructivas), etc.

Es la opinión de los autores que las descargas de fondo, aún con los eventuales inconvenientes indicados, tienen tal cantidad de ventajas que bien vale la pena utilizarlas en todos los proyectos de presas, salvo en aquellos en los que por alguna circunstancia específica su uso no se considere recomendable. Por otra parte, es necesario destacar que el costo de estas obras representa tan solo una fracción menor del costo total de la construcción de un embalse, por lo que aún en el peor escenario: que en el futuro las mismas queden obstruidas por la sedimentación, la pérdida económica no sería significativa y entonces se tendría el caso de un embalse sin descargas, similar a los que se proyectan sin incluir estos dispositivos. Por lo tanto, con la utilización de las descargas de fondo hay poco que perder y mucho que ganar.

De todo lo indicado se desprende que es muy importante que las descargas de fondo, además de diseñarse adecuadamente, utilizando las recomendaciones proporcionadas en los párrafos anteriores, así como las experiencias obtenidas del comportamiento de obras de este tipo en todo el mundo, deben ser operadas con frecuencia, ya que de lo contrario terminarán bloqueadas por los sedimentos e inutilizadas. Se recomienda a los proyectistas elaborar un instructivo o manual de operación que indique las reglas de funcionamiento a utilizar en las descargas de fondo de acuerdo a las características particulares de cada proyecto. Dicho instructivo se podrá ir mejorando con el transcurso de los años, adaptándolo a las observaciones proporcionadas por los operarios del embalse.

**Aspectos Geológico – Geotécnicos.**

- 1.- En varias presas del país han ocurrido incidentes consistentes en la fuga del agua embalsada, algunos de los cuales han traído como consecuencia la inutilización total de estas obras y su abandono. Estos incidentes han tenido lugar en formaciones de calizas, ya que es común que en estas rocas existan cavernas y grietas (karsticidad) originadas por la disolución y el arrastre del carbonato de calcio que las constituye, por parte de las aguas subterráneas.

El proceso de formación de cavernas en las calizas es sumamente lento y se mide en tiempos geológicos. Por lo tanto, la disolución y el arrastre adicional de material calcáreo que pudiera tener lugar en la vida útil de una presa, y la consiguiente ampliación de las cavernas y grietas existentes en las formaciones de calizas, resulta en la práctica imperceptible. A este respecto se puede decir que cuando se trate de formaciones de calizas, es necesario conocer bien la situación existente en el sitio, antes de decidir la construcción de una presa, y no preocuparse por la evolución que las grietas y cavernas pudieran experimentar durante la vida útil de la obra.

La lección aprendida es que se deben hacer investigaciones geológico – geotécnicas muy detalladas, antes de decidir la construcción de una presa en formaciones de calizas.

- 2.- Las arcillas dispersivas se caracterizan por poseer sodio en su estructura molecular, el cual reacciona con el agua, especialmente cuando ésta no contiene sales disueltas, o tiene un contenido bajo de las mismas, por lo que el agua de lluvia se presta de manera especial a esta acción, ya que tiene un mayor poder de reacción con el sodio que el agua del embalse. La reacción del sodio con el agua puede producir una desintegración casi inmediata del suelo, formando túneles o cavernas que se agrandan continuamente por erosión interna.

Las arcillas dispersivas eran desconocidas antes del año 1970, ya que no son detectadas por los ensayos de rutina comúnmente efectuados para la caracterización de los diferentes tipos de suelos. En 1972 J.L. Sherard (consultor de numerosos proyectos de presas en Venezuela) publicó un trabajo de investigación en el que por primera vez se analiza la falla de varias presas pequeñas a causa de las arcillas dispersivas (“Piping in Earth Dams of Dispersive Clay”, Proceedings, ASCE Speciality Conference on the Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol.1, 1972). En 1976 J.L. Sherard publicó otro trabajo en el que se presenta un ensayo práctico y sencillo para la identificación de los suelos dispersivos (“Pin Hole Test For Identifying Dispersive Soils”, ASCE, Journal at the Geotechnical Engineering Division, 1976). Desde entonces el ensayo Pin Hole se considera de uso rutinario en la evaluación de préstamos de arcilla para la construcción de presas.

Aunque ha habido algunos incidentes con arcillas dispersivas en el país, todos ellos han podido ser resueltos satisfactoriamente. Es probable que existan otras presas construidas hace décadas con estos materiales, cuya presencia se ignora. Cuando solo existan materiales de préstamo dispersivos en el área de influencia de un proyecto determinado, no es descartable construir la presa con estas arcillas y obtener un

comportamiento satisfactorio, siempre que se tomen las previsiones necesarias en el diseño: Filtros, tratamiento con cal o con cemento, etc. (Figura 34.12). Pero es indispensable que los potenciales préstamos de materiales arcillosos siempre sean analizados en lo atinente a su potencial dispersivo para tomar las acciones preventivas correspondientes.



**Figura 34.12.-** Presa Santa Rosa, Río Guaribote, Edo. Guárico (08/2007). Esta obra fue construida en 1976 utilizando arcillas dispersivas en su núcleo impermeable, el cual se protegió con filtros. Su comportamiento ha sido satisfactorio. (Cortesía del Ing. José Gaspar).

3.- De las presas y ataguías de tierra y enrocado que han sido desbordadas por las crecientes se han sacado las siguientes lecciones:

- Los suelos cohesivos, arcillosos, bien compactados, se caracterizan por tener una notable resistencia a la erosión, la cual de acuerdo a las experiencias registradas, se suele producir de manera gradual, requiriéndose de tiempos del orden de días o semanas para el vaciado del embalse, lo que hace que el flujo emergente esté controlado por la resistencia al arrastre de la arcilla.
- Los suelos granulares, no cohesivos, tienen en general una pobre resistencia a la erosión. De acuerdo a las experiencias registradas, la brecha que se forma en las presas construidas con estos materiales, suele desarrollarse completamente en tiempos del orden de decenas de minutos, lo que da origen a un flujo repentino, en forma de ola, con un gran poder destructivo aguas abajo.

### **Aireación de Flujos de Alta Velocidad.**

Los dispositivos de sub-aireación de las láminas de los flujos de alta velocidad, utilizados en los aliviaderos, a partir de una cierta altura de presa, han constituido un hito para evitar los problemas de cavitación y erosión del concreto, lo que hace algunas décadas causaba serios inconvenientes en estas obras. Cabe destacar que los dispositivos de aireación del flujo son sencillos de construir, económicos, y representan un porcentaje mínimo del costo total del aliviadero.

La lección aprendida en este campo, es que aun en aquellas presas que no tengan la altura suficiente como para que la utilización de aireadores sea estrictamente necesaria, de todas maneras en algunos casos podría ser recomendable que éstos se construyan, ya que las ventajas que proporcionan, comparadas con su pequeño costo, justificarían su uso (Figura 34.13).



**Figura 34.13.-** Flujo totalmente aireado en el nuevo aliviadero de la Presa El Guapo, Edo. Miranda. En este caso la rampa de aireación del flujo no es estrictamente necesaria, pero se construyó por las razones antes indicadas. (Cortesía de Camargo Correa).

### **Filtraciones en las Presas de Enrocado con Pantalla Aguas Arriba (CFRD).**

Varias de las presas de enrocado con pantalla impermeable de concreto armado o de asfalto en el talud aguas arriba, construidas en el país, han presentado filtraciones importantes a través de dicha pantalla (Figura 34.14).

De estas experiencias se sacan las siguientes lecciones: El diseño y la construcción de las pantallas impermeables en el talud aguas arriba de las presas de enrocado deben ser muy cuidadosos, poniendo especial atención en los siguientes aspectos:

- La granulometría y la compactación de la zona del enrocado que sirve de asiento directo a la pantalla. Esta zona debe ser preferiblemente semipermeable, para que limite las eventuales filtraciones que pudieran tener lugar a través de las juntas y fisuras de la pantalla.



a.- Presa Canoabo, Edo. Carabobo.

b.- Presa Turimiquire, Edo. Sucre.

**Figura 34.14.-** Filtraciones aflorando en las partes inferiores de los taludes de aguas abajo de dos presas de enrocado con pantalla aguas arriba.

(Fotos tomadas por L.M. Suárez V.).

- El diseño, construcción y mantenimiento de las juntas de las pantallas impermeables constituyen elementos claves para el buen comportamiento de este tipo de presas, por lo que deben ser objeto de la máxima atención.
- Ha sido una práctica común a nivel mundial, corregir las filtraciones excesivas a través de las fisuras y juntas de las pantallas, mediante el volcado sobre ellas de suelos semipermeables con una granulometría predeterminada, cubriendo las áreas problemáticas, con la finalidad de que el flujo de las filtraciones arrastre estos suelos dentro de las juntas y grietas, sellándolas, para lo cual, lo más conveniente es hacer estas reparaciones sin vaciar el embalse. En vista de que estos incidentes han sido frecuentes en las presas de este tipo, desde hace algunas décadas se ha adoptado la práctica de actuar de forma preventiva, es decir, durante la construcción de la obra, antes de su puesta en servicio, se construye una berma de suelo semipermeable adosada a la parte inferior de la pantalla, hasta una altura que en algunos casos ha alcanzado hasta 1/3 de la misma, ya que la experiencia ha demostrado que en la junta perimetral con el plinto y en el área inferior de la pantalla es donde suelen producirse más frecuentemente las filtraciones.

Otra práctica que se ha ido extendiendo en los últimos años, consiste en instalar una membrana sintética impermeable adosada a la superficie exterior de la pantalla. Aunque estas membranas podrían no ser estrictamente necesarias en aquellas presas en las que las pantallas y sus juntas funcionen adecuadamente, sin embargo su uso como medida preventiva estaría justificado, ya que si se presentaran filtraciones importantes una vez que el embalse entre en operación, la corrección de las mismas mediante cualquier procedimiento que se adopte, incluyendo la instalación a posteriori de una membrana, sería más complicada, costosa, y en algunos casos prácticamente inviable. La utilización de membranas sintéticas como elementos impermeables de las presas ha evolucionado aceleradamente en los últimos años. Actualmente se están instalando las mismas en presas de enrocado y de grava, directamente sobre la cara aguas arriba de las mismas, sin construir la respectiva losa de concreto, lo que disminuye los costos y los plazos de ejecución. Pareciera que esta es la tendencia en la construcción de las futuras presas de materiales sueltos. Por otra parte, estas mismas membranas están siendo instaladas de una manera casi sistemática como elementos impermeables en las caras aguas arriba de las presas de concreto compactado con rodillo (RCC - Hardfill).

- Tal como se indica más arriba, en vista de que es frecuente que las presas de este tipo presenten filtraciones, a veces importantes, no se recomienda su construcción en aquellos ríos con un caudal medio pequeño, menor a  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , ya que se corre el riesgo de que el embalse nunca se llene, a menos que se tomen las provisiones indicadas en el punto anterior.

### **Juntas.**

Las juntas en los aliviaderos y en las estructuras hidráulicas en general, han sido la causa de problemas recurrentes. Si estos elementos no se diseñan, construyen y sobre todo se mantienen, reponiendo periódicamente el sellador elástico, el agua comenzará a pasar a través de ellas, y si la fundación de la estructura es poco resistente a la erosión, pueden dar origen a socavaciones que se incrementarán aceleradamente con el paso del tiempo hasta hacerse inmanejables, llevando a la ruina de la obra. El caso del aliviadero del Embalse Pueblo Viejo, Estado Zulia, constituye un ejemplo a tomar en cuenta.

La lección aprendida es que, siempre que sea posible, las juntas deben limitarse al número mínimo indispensable, o eliminarse totalmente.

### **Marco Regulador.**

Es importante mencionar que el número de incidentes y fallas que tienen lugar en las presas, podría disminuir significativamente si se cumplieran estrictamente los contenidos de los marcos reguladores que existen en las legislaciones de diversos países. Dichas regulaciones deben ser reforzadas mediante la elaboración de normas, guías y manuales técnicos de los aspectos más relevantes en cuanto a los estudios, proyectos, inspección, operación, mantenimiento y manejo de emergencias en las presas y embalses.

Un marco regulador debería contemplar, al menos, los aspectos siguientes:

- Clasificación de las presas según su tipo, altura, volumen embalsado, y daños potenciales en caso de falla, que podrían causar a los habitantes e infraestructura existente aguas abajo.
- Monitoreo, especialmente intensivo durante el primer llenado del embalse y los primeros meses de funcionamiento.
- Establecimiento de la frecuencia con la que deben realizarse inspecciones a las presas.
- Elaboración de informes de inspección y monitoreo respecto al estado de la presa y sus obras anexas, identificando problemas potenciales, de manera de realizar a tiempo las acciones correctivas que sean necesarias.
- Revisión y actualización periódica de los estudios hidrológicos, para verificar la capacidad de los aliviaderos existentes.
- Actualización periódica de las guías y manuales técnicos de apoyo.
- Preparación de planes de emergencia a seguir en caso de problemas con la presa.
- Llevar un registro actualizado y detallado de cada presa, que contenga toda la información disponible sobre la misma (memoria técnica del proyecto, planos, manuales de operación y mantenimiento, informes de las visitas de inspección, etc.), que sea fácilmente asequible.

**REFERENCIAS**

- 1.- Suárez Villar, L.M.  
Ingeniería de Presas – Obras de Toma, Descarga y Desviación.  
Ediciones Vega, Caracas, 1982.

---

## LOS AUTORES



Luis Miguel Suárez Villar es Ingeniero Civil, graduado en la Opción Hidráulica de la Universidad Central de Venezuela. Ha efectuado diferentes cursos de post-grado, entre ellos el de Maestría en Hidráulica en el Instituto Politécnico de Grenoble, Francia. Ha sido profesor de Obras Hidráulicas en las Universidades Santa María y Central de Venezuela. A nivel de post-grado a dictado diferentes materias en el Centro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras (CIDIAT), Mérida, así como en el Instituto de Mecánica de Fluidos de la Universidad Central de Venezuela.

Ha ocupado distintos cargos, siempre en el campo de las obras hidráulicas, entre ellos el de Director de Estudios y Proyectos del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Desde 1980 se dedica a la consultoría privada, en el proyecto, asesoría y supervisión de las obras hidráulicas, prestando sus servicios a diferentes organismos y empresas, principalmente en la especialidad de las presas, tanto en Venezuela, como en otros países.

Ha participado en el proyecto, inspección y supervisión de un gran número de diferentes obras hidráulicas, entre ellas 92 grandes presas y numerosas presas pequeñas de control de torrentes y retención de sedimentos. Entre sus publicaciones están los siguientes libros:

“Ingeniería de Presas - Obras de Toma, Descarga y Desviación”  
Ediciones Vega. Caracas, 1982.

“Presas de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos”  
Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Caracas, 1993.

“Incidentes en las Presas de Venezuela – Problemas, Soluciones y Lecciones”  
Editorial Arte. Caracas, 2002.



Diego Suárez Barrera es Ingeniero Civil, graduado en la Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela. Ha sido profesor del curso: “Diseño de Presas Para el Control de Torrentes”, organizado por la Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica.

Desde el año 1997 se dedica a la consultoría privada, en el proyecto, asesoría y supervisión de diferentes obras hidráulicas: aliviaderos, tomas en ríos, hidráulica de puentes, drenaje, presas de tierra, de concreto y de retención de sedimentos.

Ha prestado sus servicios a diferentes organismos y empresas, tanto en Venezuela, como en otros países.

