

Presas Manuelote, características, falla del dique de cierre y reparación

Luis Miguel Suárez Villar¹, Diego Suárez Barrera¹
suarezvillar@hotmail.com, diegosuarezbarrera@gmail.com

¹ Consultor Independiente – Proyecto y Supervisión de Obras Hidráulicas, Caracas, Venezuela
www.proyectoshidraulicos.com

Historia del Artículo

Recibido: 24 de Septiembre de 2018

Aceptado: 8 de Noviembre de 2018

Disponibile online: 30 de Noviembre de 2018

Resumen: La presa Manuelote se encuentra ubicada sobre el río Socuy, 100 km al Noroeste de la Ciudad de Maracaibo, Estado Zulia. Su finalidad es el abastecimiento de agua potable a Maracaibo, al Complejo Petroquímico El Tablazo y el control de inundaciones. El presente trabajo describe las estructuras que conforman a esta obra (también conocida como Embalse Socuy), el proceso de falla de su dique de cierre en el estribo derecho, los aspectos técnicos que permitieron detectar una subestimación de la hidrología y finalmente, las obras que fue necesario construir para su reparación.

Palabras Clave: Presas; Falla; Dique; Aliviadero; Hidrología.

Manuelote Dam, characteristics, failure of the closing dike and reparation

Abstract: The Manuelote Dam is located on the Socuy river, 100 km Northwest of Maracaibo City, Zulia State. Its purpose is the water supply for Maracaibo, El Tablazo Petrochemical Complex and flood control. The present work describes the structures that conform this site (also known as Socuy Reservoir), the failure process in the right abutment dike, the technical aspects that allowed the detection of underestimation of the hydrology and finally, the remedial works needed for its reparation.

Keywords: Dams; Failure; Dike; Spillway; Hydrology.

I. INTRODUCCIÓN

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 (Ministerio de Obras Públicas). 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 pozo de resalto hidráulico; una toma principal para el envío de agua hacia el Embalse Tulé, situada en la divisoria Este; y una toma auxiliar para suministrar agua al cauce, aguas abajo de la presa, ubicada en el estribo

izquierdo de la misma. Las Figuras 1, 2, 3 y 4 muestran los componentes de las obras de embalse.

A. Características Principales

Ubicación: Sobre el río Socuy, 100 km al Noroeste de Maracaibo, Estado Zulia.

Propósitos: Abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Maracaibo y al Complejo Petroquímico El Tablazo. Control de inundaciones.

Embalse: Nivel de aguas normales: 49,70 msnm. Capacidad a nivel normal: $250 \times 10^6 \text{ m}^3$. Área inundada: 2.205 ha.

Presa: Tipo: De tierra, zonificada. Altura: 34,3 m. Cota de la cresta: 56,00 msnm. Longitud de la cresta: 1.300 m.

Aliviadero: Tipo: Frontal, de descarga libre. Cota de la cresta: 49,70 msnm. Longitud de la cresta: 12 m. Creciente de diseño: Centenaria ($Tr = 100$ años). Caudal máximo de la creciete de diseño: $1.955 \text{ m}^3/\text{s}$. Volumen de la creciete 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.

Toma Principal: Función: suministro 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.

Toma Auxiliar: 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.



Figura 2: Presa Secundaria o Dique de Cierre a lo Largo de la Fila Divisoria del Estribo Derecho



Figura 3: Vista del Aliviadero (04/1998)



Figura 1: Vista General de las Obras de Embalse



Figura 4: Vista de la Presa Principal y del Aliviadero (01/2011)

II. 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. Este evento originó la rotura de un tramo del dique de cierre, cerca del aliviadero, 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 de agua hacia el Embalse 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 5, 6, 7, 8 y 9). El caudal máximo descargado hacia aguas abajo cuando se produjo la rotura del dique, fue estimado en unos $2.200 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figura 5: Rotura del Dique de Cierre Cerca del Aliviadero (05/12/2010). (Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes)



Figura 6: Rotura del Dique de Cierre Cerca del Aliviadero (05/12/2010). (Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes)



Figura 7: Vista Desde Aguas Abajo de la Rotura del Dique de Cierre (05/12/2010). (Cortesía de HIDROLAGO – Pedro Montes)



Figura 8: Zanjón Erosivo Formado en el Sitio de la Rotura del Dique



Figura 9: Detalle del Zanjón Erosivo Formado en el Sitio de la Rotura del Dique

Además de la brecha en el dique, el flujo también produjo daños importantes en el canal de aproximación al aliviadero (Figuras 8 y 9), así como en las fincas agropecuarias ubicadas aguas abajo, en las márgenes del Río Socuy.

III. 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 nivel del embalse hasta una cota muy próxima a la de la cresta de la presa y a 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 a la rotura, 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 2, 6 y 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 disminuye 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 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 10: Sección Transversal del Dique, Expuesta en la Brecha Erosiva. Se Observa que es Homogénea, de Arcilla, sin Drenes Internos

- b. Las informaciones suministradas 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 pie 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.

IV. 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 realizado 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 1.00 años. En la Memoria del proyecto original 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 I se presenta una comparación entre los resultados de ambos estudios.

Tabla I: Comparación Entre las Crecientes de Diseño Determinadas en 1971 y en 2011

Fecha	Octubre 1971	Septiembre 2011
T_r (años)	100	1.000
Q_{max} (m ³ /s)	1.995	4.255
Volumen (m ³ x 10 ⁶)	114,7	485

De la Tabla I se sacan las siguientes conclusiones:

- La creciente de diseño actual (año 2011) tiene un caudal máximo 2,13 veces mayor que el de la creciente anterior (año 1971).
- El volumen de la creciente de diseño actual es 4,2 veces mayor al de la creciente 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 mayor a la capacidad del embalse.

En la época en la que se elaboró el proyecto de esta obra (1971), en Venezuela no se utilizaba en los estudios hidrológicos de crecientes, la técnica de maximizarlas por volumen y por caudal 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 embalses, 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 simuló 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 de su insuficiente capacidad de alivio.

V. 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-atagüa, la cual es una pequeña presa de tierra homogénea, de arcilla, ubicada hacia la parte aguas arriba del zanjón erosionado, con la finalidad de cortar el flujo en el mismo, mantener en seco el área en la que se construiría la atagüa, 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 colocando. Fue necesario volcar bloques prefabricados de concreto, grava gruesa, cantos rodados, y finalmente arcilla para poder controlar la corriente (Figuras 11 y 12).



Figura 11: Bloques Prefabricados de Concreto, Utilizados para Controlar el Flujo en el Zanjón



Figura 12: Pre-atagüía Terminada, Almacenando Agua en el Embalse

Como segunda actividad se procedió a demoler el vertedero de concreto del aliviadero, cuya altura era igual a 1,70 m (Figuras 13 y 14).



Figura 13: Vertedero Existente



Figura 14: Vertedero Demolido

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 atagüía, 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 15 y 16 y 17).



Figura 15: Atagüía Terminada



Figura 16: Vista Desde Aguas Abajo de la Atagüía Terminada. Excavaciones Para la Fundación del Dique de Cierre



Figura 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 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 5, 6, 7, 8 y 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 16 y 18).



Figura 18: Excavación de la Fundación y Ejecución de la Cortina de Inyecciones de Cementación Para la Construcción del Tapón de Cierre

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 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 19 muestra la sección transversal del tapón de cierre de la brecha. En la Tabla II se indican los materiales utilizados.

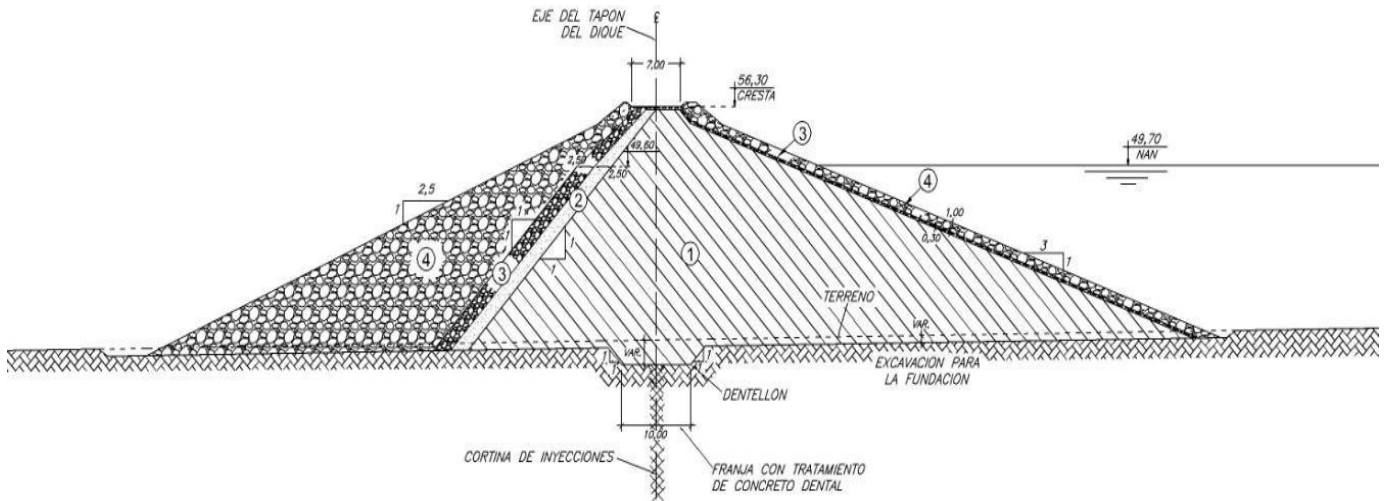


Figura 19: Sección Transversal del Tapón de Cierre de la Brecha

Tabla II: Materiales Utilizados en el Tapón de Cierre

Zona	Descripción
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.

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 20, 21 y 22 muestran diferentes aspectos del tapón de cierre de la brecha durante su construcción y una vez terminado.



Figura 20: Construcción de las Distintas Zonas del Dique de Cierre

También se construyó un terraplén o berma de arcilla, adosada al estribo izquierdo del dique de cierre (Figuras 21 y 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 18.



Figura 21: Dique de Cierre de la Brecha Terminado



Figura 22: Dique de Cierre de la Brecha Terminado



Figura 23: Dique de Cierre de la Brecha y Berma Sobre el Estribo

VI. 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 la creciente 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 al existente, y ubicado unos 65 m al Noreste de éste (Figuras 24 y 25).

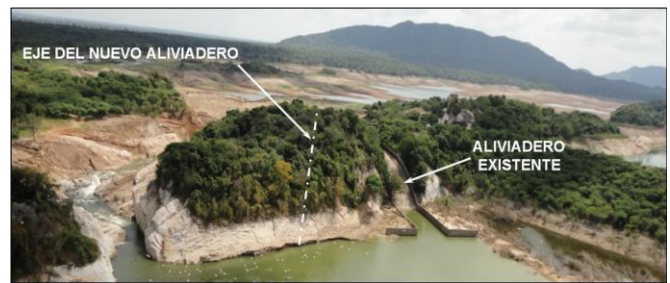


Figura 24: Ubicación del Nuevo Aliviadero, Complementario del Existente

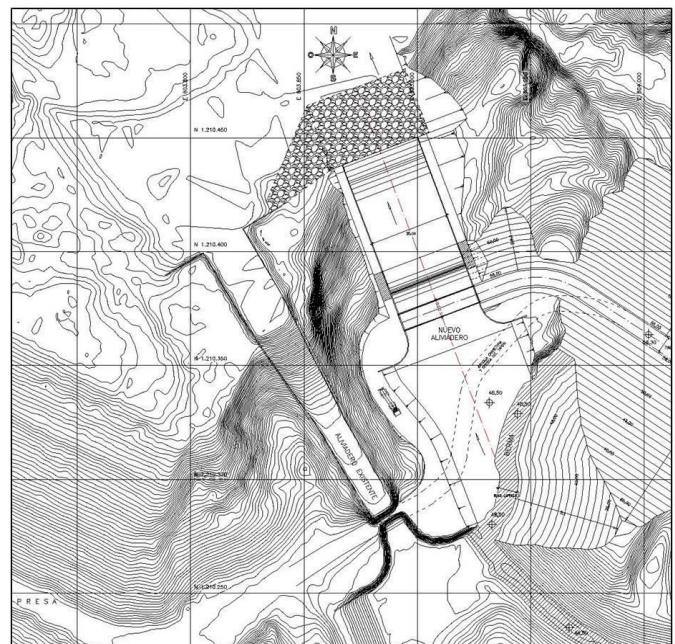


Figura 25: Ubicación en Planta del Nuevo Aliviadero, Complementario del Existente

El nuevo aliviadero tendrá un ancho de 35 m, que sumados a los 12 m que tiene el aliviadero existente, proporciona un ancho total de vertido igual a 47 m. La

estructura terminal del nuevo aliviadero será un lanzador de fondo circular. La Figura 26 muestra el perfil longitudinal del nuevo aliviadero.

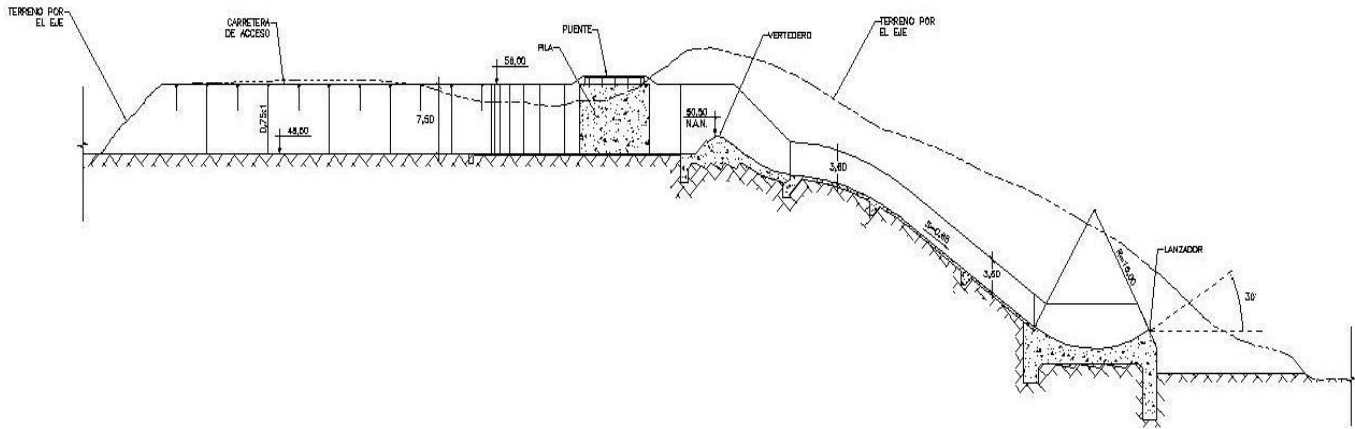


Figura 26: Perfil Longitudinal del Nuevo Aliviadero

El NAN (nivel de aguas normales) 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 $20 \times 10^6 \text{ m}^3$.

agua a la toma hacia el Embalse Tulé a través de una balsa sobre la cual se instalaron una serie de bombas (Figuras 27 y 28). Se desconoce si esta situación persiste en la actualidad.

Una vez puestos en servicio ambos aliviaderos, las condiciones de operación del embalse serán las que aparecen en la Tabla III.

Tabla III: 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 (m³/s)
Existente	12	50,50	55,05	257,13
Complementario	35			739,38
Caudal total (m³/s)				996,51



Figura 27: Balsa con las Bombas. (Fuente: Internet)

Con la solución adoptada se logra transitar la creciento milenaria por el embalse, quedando un borde libre remanente en la presa igual a 0,95 m.

VII. SITUACIÓN ACTUAL

Para el momento en que se ha redactado este artículo, la situación de las obras del Embalse Manuelote es la siguiente:

- No se ha iniciado la construcción del nuevo aliviadero.
- El vertedero del aliviadero existente continúa demolido y no debe ser reconstruido a menos que se construya el nuevo aliviadero.
- En el año 2016, debido a una temporada importante de sequía, se estaba suministrando



Figura 28. Balsa con las Bombas y Toma Hacia el Embalse Tulé. (Fuente: Internet)

REFERENCIAS

- [1] Suárez Villar, L.M.; Suárez Barrera, Diego. Lecciones Aprendidas de los Incidentes y Fallas en las Presas de Venezuela. Edición Digital Gratuita. Caracas, 2017.
<http://www.proyectoshidraulicos.com/publicaciones.html>

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los estudios hidrológicos con que fueron diseñados los aliviaderos de los embalses en Venezuela deben ser revisados y actualizados con las técnicas utilizadas en la actualidad, donde las crecientes son maximizadas tanto por volumen como por caudal pico simultáneamente, creando así condiciones más desfavorables y reales para el diseño de los mismos. Es posible que muchos aliviaderos existentes no tengan la capacidad necesaria de evacuación de crecientes.
- El punto anterior adquiere mayor importancia en aliviaderos de presas que fueron diseñados para crecientes con bajos T_r (Períodos de Retorno). En la actualidad los aliviaderos son diseñados para T_r de 1000 años y, dependiendo de la magnitud de la obra y de lo que exista aguas abajo de la misma, son revisados para la CMP (Creciente Máxima Probable).
- No es conveniente el diseño y construcción de diques de material homogéneo solamente. Se debe incluir en estas obras una zona de material drenante, no cohesivo, para la captación y segura evacuación de eventuales filtraciones.
- El vertedero del aliviadero existente en Manuelote continúa demolido y no debe ser reconstruido a menos que se construya el nuevo aliviadero.
- Hasta tanto no se construyan las obras proyectadas y se aumente la capacidad de alivio del Embalse Manuelote, persiste el riesgo hidrológico y se mantiene su vulnerabilidad ante eventos extraordinarios de crecidas. Esta situación debe ser solventada, dada su condición de obra hidráulica vital para atender las necesidades de agua en la Ciudad de Maracaibo y en la zona petrolera.