

**ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA EN LA HIPOTÉTICA ROTURA  
DE LA PRESA DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO TONA - EMBALSE  
DE BUCARAMANGA**

**EDUAR IGNACIO CASALLAS ROZO  
SAMUEL GUILLERMO CHACÓN GARCÍA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2016**

**ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA EN LA HIPOTÉTICA ROTURA  
DE LA PRESA DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO TONA - EMBALSE  
DE BUCARAMANGA**

**EDUAR IGNACIO CASALLAS ROZO  
SAMUEL GUILLERMO CHACÓN GARCÍA**

**Trabajo de Grado para optar el título de Ingeniero Civil**

**Director  
ANDRÉS ALMEYDA ORTIZ  
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2016**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a nuestro director el Ing. Andrés Almeyda, por la oportunidad de recurrir a su capacidad, experiencia, confianza y apoyo, y por brindarnos la información necesaria para el desarrollo de esta investigación. Igualmente a nuestras familias por el apoyo para culminar este proceso.

Agradezco a mi familia por el apoyo durante todo el tiempo de mi carrera, de igual manera dedicar mis esfuerzos a mi hija Sahilly Kamila Casallas Roza por ser mi motivo de salir adelante y alcanzar todas mis metas. A mi compañero de proyecto y Director, por todo este tiempo de buenos conocimientos y dedicación.

## CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
INTRODUCCIÓN .....	14
1. OBJETIVOS.....	17
1.1 OBJETIVO GENERAL .....	17
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
2. METODOLOGÍA .....	18
2.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN .....	18
2.2 ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE LA PRESA.....	18
2.3 SITUACIONES HIPOTÉTICAS DE ROTURA.....	19
2.4 PARÁMETROS DE LA BRECHA Y METODOLOGÍAS DE PREDICCIÓN. ....	19
2.5 SIMULACIÓN DE ROTURA Y ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA .....	19
3. DESARROLLO .....	20
3.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DEL EMBALSE DE BUCARAMANGA .20	
3.1.1 Descripción de la cuenca.....	20
3.1.2 Descripción general del proyecto de regulación del embalse de Bucaramanga.....	21
3.1.3 Localización del embalse y presa .....	22
3.1.4 Características de la presa .....	22
3.1.5 Características del vertedero .....	23
3.2 ANÁLISIS DE SEGURIDAD DE LA PRESA .....	23
3.2.1 Mecanismos de rotura .....	24
3.3 SITUACIONES HIPOTÉTICAS DE ROTURA.....	28
3.4 PARÁMETROS DE LA BRECHA Y METODOLOGÍAS DE PREDICCIÓN .....	29
3.4.1 Definición de los parámetros de la brecha.....	30
3.4.2 Metodologías de predicción .....	31

3.4.3 Consideraciones para el cálculo de las ecuaciones.....	34
3.5 SIMULACIÓN DE ROTURA Y ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA .....	36
3.5.1 Datos de entrada para el software .....	37
3.5.2 Modelación de HEC-RAS .....	39
4. RESULTADOS.....	40
4.1 RESULTADOS DE LAS ECUACIONES .....	40
4.2 HIDROGRAMA DE SALIDA POR LA ROTURA DE LA PRESA .....	42
5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	57
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	61
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	63
BIBLIOGRAFÍA.....	66

## LISTA DE GRÁFICAS

	<b>Pág.</b>
Gráfica 1. McDonald y Langridge-Monopolis (1984): 1.41h; 17.72 m; 1h: 0.5v .....	44
Gráfica 2. USBR; Reclamation (1988): 1.53h; 87.2m; 1h: 1v.....	44
Gráfica 3. Von Thum & Gillette (1990): 0.92h; 118.85m; 1h: 1v.....	45
Gráfica 4. Froehlich (1995) 0.50h; 22.61m; 1h: 1v.....	45
Gráfica 5. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v.....	46
Gráfica 6. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v.....	46
Gráfica 7. McDonald y Langridge-Monopolis (1984) 1.55h; 28.07m; 1h: 0.5v .....	49
Gráfica 8. Froehlich (1995) 0.55h; 65.98 m; 1h: 1v.....	49
Gráfica 9. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v.....	50
Gráfica 10. TYPESA-ECM 1996 0.19h; 79.06 m; 1h: 1v .....	50
Gráfica 11. Envolvente hidrogramas de salida: Nivel Máximo normal de operación; H1 .....	52
Gráfica 12. Envolvente hidrogramas de salida: Nivel Máximo Extraordinario; H2 ..	52
Gráfica 13. Hidrograma Categoría alta H1 .....	54
Gráfica 14. Hidrograma Categoría baja H1 .....	54
Gráfica 15. Hidrograma Categoría alta H2.....	55
Gráfica 16. Hidrograma Categoría baja H2.....	55

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Vista lateral de la presa en etapa de llenado, (Tomada 15/12/2015).....	21
Figura 2. Niveles máximos y mínimos del embalse .....	22
Figura 3. Parámetros de la brecha de una presa idealizada.....	30
Figura 4. Altura de la brecha asumida, ubicada en la sección transversal del eje de la presa. ....	35
Figura 5. Secciones transversales y límites del embalse.....	37
Figura 6. Proceso de formación de la brecha en HEC-RAS, escenario H1 .....	43
Figura 7. Proceso de formación de la brecha en HEC-RAS, escenario H2, sobrevvertido .....	48

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Característica de la presa .....	23
Tabla 2. Fenómenos desencadenantes y posibles efectos de rotura .....	27
Tabla 3. Ecuaciones para el cálculo de caudal pico, (Wahl, Tony L. 1998) .....	32
Tabla 4. Ecuaciones de predicción para la formación de la brecha s .....	33
Tabla 5. Valores de los parámetros de las ecuaciones.....	35
Tabla 6. Valores de Manning, condiciones del canal .....	38
Tabla 7. Caudales pico con las ecuaciones, Hipótesis H1 e Hipótesis H2 .....	41
Tabla 8. Parámetros de la brecha.....	41
Tabla 9 Resumen de los caudales pico en HEC-RAS .....	51
Tabla 10. Umbral en magnitud de los parámetros de la brecha .....	53
Tabla 11. Resumen de los caudales pico en HEC-RAS metodología planteada por US Army Corps of Engineers .....	55

## RESUMEN

**TÍTULO:** ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA EN LA HIPOTÉTICA ROTURA DE LA PRESA DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO TONA - EMBALSE DE BUCARAMANGA

**AUTORES:** EDUAR IGNACIO CASALLAS ROZO\*\*  
SAMUEL GUILLERMO CHACÓN GARCÍA

**PALABRAS CLAVE:** Embalse de Bucaramanga, Río Tona, Rotura de presa, HEC-RAS, Ecuaciones de predicción e Hidrograma de salida

### DESCRIPCIÓN:

El análisis de la rotura de una presa tiene dos aspectos principales, la predicción del hidrograma de salida y el desplazamiento de estas aguas abajo. Basados en esta premisa, el presente artículo de investigación aplicó metodologías para la elaboración de los hidrogramas de salida generados por la hipotética rotura de una presa tipo enrocado con cara de concreto (CFRD), para el nivel máximo normal de operación y el nivel máximo extraordinario, tomando como caso de estudio el proyecto de Regulación del Río Tona - Embalse de Bucaramanga. En este, se presenta la descripción y localización general de la cuenca en estudio, datos referentes al embalse de Bucaramanga, descripción de las metodologías empleadas para la obtención de los hidrogramas de salida, teniendo como base los mecanismos de rotura asociados a este tipo de presa y la aplicación de ecuaciones de predicción para la formación de la brecha y caudal pico, propuestas por diferentes autores, documentos de referencia (Guías Técnicas y Manuales). Finalmente se simuló e interpretó los resultados obtenidos de las ecuaciones en el software HEC-RAS, de donde se obtuvo los hidrogramas de salida, caudal pico, y volumen de descarga para cada escenario en el momento de la rotura.

Es de suma importancia analizar adecuadamente el modelo ya que las dificultades de calibración que se encontraron al momento de la simulación en HEC-RAS fue la no homogeneidad de una sección transversal a otra ocasionando errores como, no ejecutar la simulación, distorsionar las secciones transversales, problemas de inestabilidad del modelo, resaltos bruscos en el hidrograma, entre otros.

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Andrés Almeyda Ortiz, Ingeniero Civil.

## ABSTRACT

**TITLE:** ESTIMATED OUTFLOW HYDROGRAPH IN THE HYPOTHETICAL DAM FAILURE PROJECT OF REGULATION OF RIVER TONA - BUCARAMANGA RESERVOIR

**AUTHORS:** EDUAR IGNACIO CASALLAS ROZO\*\*  
SAMUEL GUILLERMO CHACÓN GARCIA

**KEYWORDS:** Bucaramanga Reservoir; Rio Tona; Dam break; HEC-RAS; Prediction equations and Outflow hydrograph.

### DESCRIPTION:

The analysis of the breakage of a dam has two main aspects, predicting outflow hydrograph and the displacement of the downstream. Based on this premise, this article applied research for developing methodologies hydrographs output generated by the rupture of a hypothetical type rockfill dam concrete face (CFRD), for normal operation and maximum peak extraordinary level taking as a case study the draft regulation Tona River – Bucaramanga Reservoir. In this, the description and general location of the basin under study, data relating to Bucaramanga reservoir, description of the methodologies used to obtain the output hydrograph is presented, based on the failure mechanisms associated with this type of prey and applying predictive equations for the formation of the gap and peak flow, proposed by different authors, reference documents (Manuals Technical Guide). Finally it was simulated and performed the results of equations in the HEC-RAS software, where hydrograms output was obtained, peak flow, and discharge volume for each stage at the time of breakage.

It is extremely important to properly analyze the model as difficulties calibration were found at the time of simulation in HEC-RAS was the inhomogeneity of a cross section to another causing errors like not run the simulation, distort cross sections, model instability problems, sudden bumps in the hydrograph, among others.

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Andrés Almeyda Ortiz, Ingeniero Civil

## INTRODUCCIÓN

Las presas a nivel mundial representan una alternativa para garantizar el desarrollo sostenible de las regiones, estas cumplen con la función de regular los recursos hídricos disponibles en las épocas de lluvia y cubrir los requerimientos de abastecimiento de agua en épocas secas para las poblaciones, riego, industria, generación de energía hidroeléctrica, transporte y otros. La construcción de una presa a su vez conlleva riesgos en la zona de influencia donde ésta opera, ya que en caso de una posible rotura las inundaciones aguas abajo pueden ser devastadoras.

Según la comisión internacional de grandes presas International Commission On Large Dams (ICOLD por sus siglas en inglés) el 4% de las presas construidas antes de 1900 fallaron y aproximadamente el 1% de las 4103 presas construidas entre 1900 y 1974 desarrollaron problemas que terminaron en grandes desastres, es evidente por las pequeñas cifras que la probabilidad de ocurrencia de una falla sea muy baja pero no es suficiente razón para desestimar las consecuencias que pueden traer un acontecimiento de esta magnitud. La mayoría de las causas de las fallas han sido el sobrevertido debido a una inadecuada capacidad del vertedero (34%), defectos de fundación (30%) y tubificación o filtración (28%) [5].

En Colombia, los organismos encargados en la mitigación de riesgo y evaluación de planes de contingencia, si bien han incorporado elementos para la gestión de riesgo, estos se han enfocado en la atención de desastres normalmente de tipo natural, dejando de lado el riesgo inminente que el rompimiento de una presa representa por considerarlo un evento de poca probabilidad de ocurrencia. Sin embargo se han presentado diferentes casos de rompimiento de presas entre los cuales se pueden mencionar la presa de la Regadera (Cundinamarca) en 1937 [1], la presa el Revenidero (Antioquia) en 1970 a causa de un deslizamiento de 8

millones de m<sup>3</sup> de material [2]. La rotura de una presa pequeña en 1994 en el municipio de Guasca que originó el desbordamiento de la quebrada el Uval ocasionando deslizamientos [3].

La rotura de presas depende en su mayoría del tipo de material en que se construya, actualmente las presas de enrocado con cara de concreto (CFRD) son la tipología de presa más ampliamente construida en Colombia, esto se debe a las características de estabilidad propias de su tipo, a la optimización y reducción en los tiempos de ejecución y a que los requerimientos y tratamientos en la fundación son menos exigentes y más sencillos de llevar a cabo en comparación con otros tipos de presas [11]. Entre los proyectos que se pueden resaltar en la actualidad, se encuentran la hidroeléctrica del Quimbo (Huila), El proyecto de Ituango (Antioquia), la construcción de Porce III, Hidrosogamoso (Santander) y el proyecto de regulación del Río-Tona embalse de Bucaramanga (Santander), este último liderado por el Acueducto Metropolitano de Bucaramanga (amb) quien impulsó la construcción para garantizar el abastecimiento de agua a la población futura por alrededor de 30 años y para esta investigación se tomó como caso de estudio enfocado en la rotura hipotética de la presa.

El análisis de la rotura de esta presa tiene dos aspectos principales, la predicción del hidrograma de salida y el desplazamiento de este aguas abajo. Basados en esta premisa el objetivo de este artículo es la estimación del hidrograma generado por la hipotética rotura del caso en estudio. Las metodologías más comunes para realizar este tipo de análisis consisten en la estimación directa del caudal pico del hidrograma de salida por la brecha mediante la utilización de ecuaciones empíricas, y otra en la modelación numérica con el análisis de sus resultados, para esta última se utilizó ecuaciones empíricas para determinar los parámetros de entrada del modelo como lo son la brecha y tiempo de formación. Uno de los modelos numéricos altamente desarrollados para realizar este tipo de evaluaciones es el software HEC-RAS desarrollada por la U.S Army Corps of

Engineers and hydrologic Engineers Center el cual ha sido calificado y avalado por el comité de grandes presas (ICOLD). El Hydrologic Engineering Center - River Analysis System HEC-RAS permite simular en una dirección el comportamiento del flujo considerando los diferentes escenarios de falla, el sobrevertido y la tubificación, esta última no aplica para este tipo de presa pero se analizó considerando que la presa sufre un agrietamiento cuando alcanza su nivel máximo normal de operación y ocasiona una posible rotura de la presa. El modelo se hizo de acuerdo a la cartografía del terreno y a las características geométricas de la presa, y se contó con Adirondack Regional Geographic Information System (ARGIS), a través de la extensión de HEC-Geo-RAS para la obtención de las secciones transversales y el volumen del embalse.

Finalmente con los resultados obtenidos de la simulación con el software se analizó la forma, tiempo de formación, tiempo pico y volumen de los hidrogramas, y además se comparó el caudal pico calculado con las ecuaciones empíricas contra el caudal pico de la simulación para cada escenario.

Estudios con este enfoque requieren ser validados con inicio de llenado, datos hidrológicos, sismos ocurridos con la estructura ya en funcionamiento o reportes por la entidad encargada de la operación. En la actualidad el proyecto en estudio se encuentra en llenado y prueba, por esta razón no se cuenta con registros de eventos que hallan ocasionado un comportamiento inusual de la presa lo que conlleva a que esta tesis se desarrolle partiendo de una rotura hipotética y de probabilidades de falla que se puedan plantear de acuerdo a su geometría, hidrología de la cuenca, geología, materiales constructivos, entre otros.

## **1. OBJETIVOS**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

Aplicar metodologías existentes para la elaboración del hidrograma de salida generado por la hipotética rotura de una presa tipo enrocado con cara de concreto con el nivel máximo de operación y el nivel máximo extraordinario. El caso de estudio se enfoca en el proyecto de Regulación del Río Tona - Embalse de Bucaramanga.

### **1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Indagar en el estado del arte de los modelos desarrollados para la elaboración del hidrograma de salida en la rotura de presa.
- Aplicar diferentes métodos para el análisis de la rotura de presa.
- Comparar la forma y el caudal pico de los hidrogramas de salida obtenidos.
- Determinar el hidrograma generado por la falla de la presa, en función de los parámetros característicos de la brecha, caudal pico y tiempo de la falla, empleando fórmulas de estimación empíricas y software disponibles.

## **2. METODOLOGÍA**

Se presenta a continuación la metodología utilizada para el desarrollo de la tesis y la estimación del hidrograma de rotura de la presa.

### **2.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**

Inicialmente se recopiló información de la cuenca, localización del embalse, características de la presa y descripción general del proyecto de regulación del río Tona-embalse de Bucaramanga.

### **2.2 ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE LA PRESA**

El análisis de riesgo de la presa involucra la definición de los mecanismos de rotura asociados a este tipo de presa, con base en la metodología de SPANCOLD (Comité Nacional Español de la Comisión Internacional de Grandes Presas) [15] y la guía técnica para la elaboración de planes de emergencia [14] se identificó los modos de falla, escenarios de sollicitación y los fenómenos desencadenantes que pueden afectar la seguridad de la presa.

### **2.3 SITUACIONES HIPOTÉTICAS DE ROTURA**

Teniendo en cuenta los niveles del embalse y los mecanismos de rotura se plantearon las situaciones para las cuales se podría presentar una hipotética rotura de la presa.

### **2.4 PARÁMETROS DE LA BRECHA Y METODOLOGÍAS DE PREDICCIÓN.**

Con las diferentes ecuaciones de predicciones recomendadas en la literatura y de las características de la presa, se definieron los parámetros de la brecha. A su vez se aplicó las metodologías de predicción para la estimación directa del caudal pico del hidrograma de salida mediante la utilización de ecuaciones empíricas, y la modelación numérica con el análisis de sus resultados.

### **2.5 SIMULACIÓN DE ROTURA Y ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA**

A partir de los resultados obtenidos de las ecuaciones de predicción se estimaron los hidrogramas de rotura con la simulación del rompimiento de la presa para cada escenario haciendo uso del software HEC-RAS. Los datos necesarios para la simulación se han agrupado en los siguientes tipos: Geométricos; coeficiente de perdidas; condiciones iniciales; condiciones de borde. Finalmente se empleó el método de US Army Corps of Engineers [9], el cual recomienda simular los valores máximos y mínimos para cada escenario para poder obtener una categoría de caudales pico del hidrograma de salida por la rotura e interpretarlos de acuerdo a sus resultados.

### 3. DESARROLLO

#### 3.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DEL EMBALSE DE BUCARAMANGA

**3.1.1 Descripción de la cuenca.** La cuenca del Tona se localiza sobre el costado occidental del macizo de Santander entre los 2000 m.s.n.m. y 800 m.s.n.m, corresponde a una cuenca montañosa, caracterizada por altas pendientes las cuales varían del 3% a 72%. La pendiente promedio de la cuenca en estudio es del 44%, y la pendiente promedio del cauce principal es del 12% [8].

La subcuenca hidrográfica del río Tona está ubicada al noreste de la ciudad de Bucaramanga. El río Tona desemboca en el río Suratá, afluente del río Lebrija situado en el noreste del departamento de Santander y correspondiente a la vertiente occidental de la cordillera oriental. Los afluentes principales del río Tona son las quebradas Arnania, Carrizal y Golondrinas [16].

*Características hidrológicas de la cuenca:* Durante la revisión a los memorandos técnicos suministrados por el Acueducto Metropolitano de Bucaramanga, se encontraron los datos utilizados para el diseño del vertedero de excesos propuesto para aliviar los excedentes del embalse de Bucaramanga. Los valores encontrados corresponden a la precipitación media multianual de la zona es de 670 mm, Creciente Máximo Probable (CMP)  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  y el caudal medio del cauce  $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$  [16].

*Suelos:* La geología de la cuenca se caracteriza por rocas metamórficas de bajo grado de meteorización (pizarras, filitas, esquistos verdes). El embalse al ubicarse a 400m aguas arriba de la confluencia del río Tona al río Suratá, los parámetros morfométricos de la zona y de la cuenca son básicamente los mismos [17].

*Cobertura vegetal:* La cobertura vegetal de la cuenca del río Tona está conformada principalmente por bosques y pastos, seguido de otros tipos de cultivos y matorrales usadas principalmente para el cultivo y pastoreo. En la zona del embalse se presenta cobertura de pastos [16].

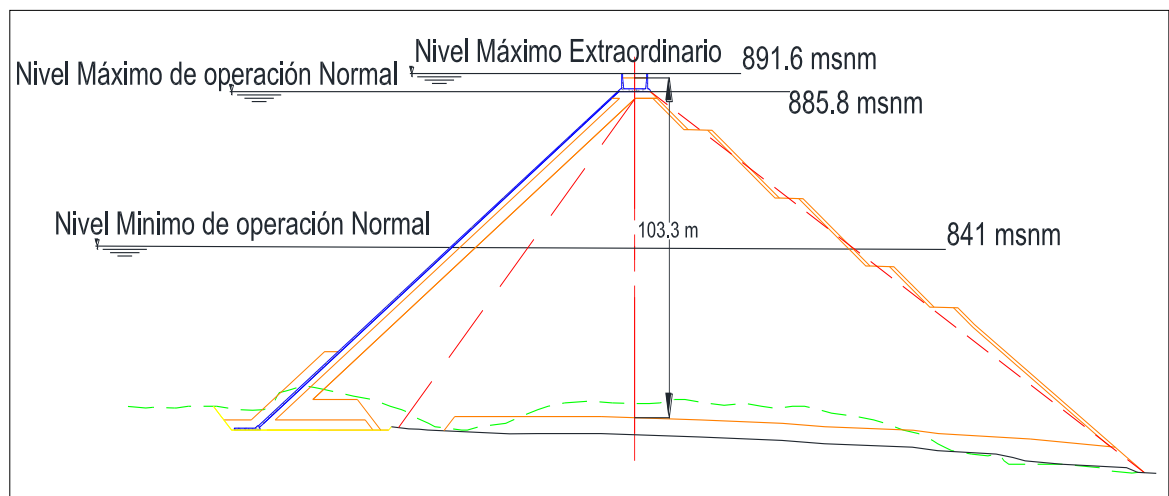
**3.1.2 Descripción general del proyecto de regulación del embalse de Bucaramanga.** El proyecto comprendió la construcción de una presa de 103 m de altura que genera un volumen de almacenamiento de 17.8 Hm<sup>3</sup>, que permite almacenar los caudales excedentes de invierno para ser utilizados en épocas de niveles bajos, deriva un caudal medio de 1.1 m<sup>3</sup>/s equivalente a una reserva de 3 meses de consumo. Adicionalmente, el proyecto está conformado por una planta de agua potable con una capacidad de tratamiento de 1,2 m<sup>3</sup>/s, una línea de aducción de 3,8 kilómetros y una línea de conducción en tubería de 1,2 metros de diámetro y 15 kilómetros de longitud hasta el municipio de Girón [7].

**Figura 1. Vista lateral de la presa en etapa de llenado, (Tomada 15/12/2015)**



**3.1.3 Localización del embalse y presa.** El embalse está ubicado en la parte baja de la Vereda Retiro Grande perteneciente al municipio de Bucaramanga, sobre la cuenca baja del río Tona y el eje preseleccionado para la presa se localiza a unos 400 m aguas arriba de la confluencia del río Tona con el río Suratá, sitio conocido como Puente-Tona sobre la carretera Bucaramanga-Matanza.

**Figura 2. Niveles máximos y mínimos del embalse**



Fuente: Sectorización; amb-PVO-PRE-SEC-C-010-R4

**3.1.4 Características de la presa.** Según los diseños contratados por el amb se estableció la ficha técnica, donde se recopila toda la información de las estructuras que conforma el proyecto de regulación del río Tona [16], con base a la información anterior se extrajo las características que se requiere conocer para el desarrollo de esta tesis.

**Tabla 1. Característica de la presa**

Tipo	Enrocado con cara de concreto (CFRD).
Altura máx. presa	103,30 m
Altura máx. con parapeto	104,6 m
Cota Cresta relleno / Longitud / Ancho	886,30 msnm / 270 m / 10 m
Pendientes de los taludes	1.5H:1.0V aguas arriba 1.4H:1.0V aguas abajo

**3.1.5 Características del vertedero.** El vertedero de excesos tipo (Morning Glory) se ha proyectado para manejar la creciente máxima probable (CMP), que en este caso es de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . La cresta del azud se encuentra en la cota 885.8 m.s.n.m como se muestra en la Figura 2. [17]

### 3.2 ANÁLISIS DE SEGURIDAD DE LA PRESA

La estructura para desarrollar un plan de emergencia de un embalse requiere analizar la seguridad de la presa y los diferentes eventos de riesgo a los que esta se enfrenta.

Con el fin de dar solución a esta investigación se siguieron las recomendaciones, criterios y metodología usada para la elaboración de planes de emergencia que sugiere la guía técnica del Ministerio de Medio Ambiente de España [14]. En esta guía se presenta la estructuración básica para la determinación de la posible falla y los lineamientos que se deben seguir para asumir los fenómenos desencadenantes que ocasionan la falla y posterior rotura de la presa.

**3.2.1 Mecanismos de rotura.** El análisis de seguridad de presa consiste en identificar los mecanismos de rotura con una evaluación cualitativa para ponderar que modos de fallo resultan más o menos factibles que ocurran. Esta evaluación se realiza mediante la siguiente clasificación.

*Modos de fallo:* Un modo de fallo constituye una secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o una parte del mismo. Esta serie de sucesos debe estar asociada a un determinado escenario de sollicitación y tendrá una secuencia lógica; la cual constará de un evento inicial desencadenante, una serie de eventos de desarrollo o propagación y culminará por la rotura de la presa [10].

*Escenarios de Sollicitación:* Las fuerzas que pueden actuar sobre el sistema presa-embalse debido a sollicitaciones externas. De forma general suele definirse tres escenarios de sollicitación partiendo de: eventos de naturaleza hidrológica, eventos de naturaleza sísmica y condiciones de explotación normal del embalse; aunque no se descarta otras acciones naturales o antrópicas que puedan incidir sobre el correcto funcionamiento del sistema presa-embalse [10].

*Escenario Hidrológico:* Se considera a toda avenida que aporte caudal al embalse, implicando ocasionalmente ciertos empujes hidrostáticos sobre la presa, aumento de subpresiones o presiones intersticiales y sometiendo a diferentes grados de agotamiento la capacidad de los órganos de desagüe y aliviaderos [10].

*Escenario Sísmico:* Al que se deriva de la ocurrencia de un sismo que somete a la presa y a sus estructuras anexas a un aumento de aceleraciones y frecuencias, a sobre presiones intersticiales y a sobre empujes dinámicos; es decir a variables diferentes a las del equilibrio estático. Es importante mencionar que para el análisis se descarta la ocurrencia simultánea de un sismo y una avenida en vista que la probabilidad conjunta de ocurrencia es despreciable [10].

*Escenario Explotación Normal:* Se considera al que se deriva de la explotación ordinaria del embalse, incluyendo las operaciones rutinarias de explotación (variaciones en el nivel de agua), las operaciones de mantenimiento y las variaciones térmicas [10].

*Fenómenos desencadenantes de situaciones de emergencia:* Las situaciones y fenómenos desencadenantes son todas aquellas situaciones que pueden afectar a la seguridad de la presa y producir una situación de emergencia, estos presentan características específicas según el tipo de presa, en general son:

- Deformaciones del cuerpo de la presa.
- Asentamientos de la cimentación.
- Humedades, filtraciones, fugas de agua.
- Fisuras, erosión interna, fracturación.
- Fallas en equipos mecánicos y eléctricos.
- Crecidas, sismos y deslizamientos.
- Rotura de presas situadas aguas arriba
- Actos de vandalismo y sabotaje

Entre otros presentados para la descripción y análisis de situaciones y fenómenos en el Anexo 2 de la guía técnica para la elaboración de planes de emergencia de 2001 [14] y elaborada por ICOLD, donde recomiendan que la presa disponga de un listado de todos esos posibles fenómenos así como de sus indicadores para tomar medidas correctivas.

*Indicadores de los fenómenos desencadenantes:* Los indicadores son parámetros relacionados directamente con el fenómeno desencadenante, que sirven para conocer la intensidad o magnitud del mismo.

En la Tabla 2, se presenta las posibles causas de rotura de la presa para cada escenario, los fenómenos desencadenantes, sus posibles efectos, e indicadores asociados a cada fenómeno para este tipo de presa.

De acuerdo a la Tabla 2, se asume que el fenómeno desencadenante en el nivel máximo extraordinario para la presa es la ocurrencia de la creciente máxima de diseño  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ , ocasionando una posible falla por sobrevertido y se infiere que el indicador asociado que se presenta es un hidrograma de entrada al embalse.

Así mismo, para el nivel máximo normal de operación se asume que ocurren varios efectos asociados a un movimiento sísmico que afecta la estabilidad del cuerpo de la presa desencadenando agrietamiento y apertura de juntas, y ocasionando posibles efectos como pérdida de la integridad de la presa e incremento de filtraciones que indican los sistemas de operación y monitoreo de la presa. El cuadro que se expone a continuación es orientativo, en cada caso se deberán adoptar los indicadores y fenómenos más adecuados para plantear la hipótesis de rotura.

**Tabla 2. Fenómenos desencadenantes y posibles efectos de rotura**

NIVEL	ESCENARIO	FENÓMENOS DESENCADENANTES	POSIBLES EFECTOS	INDICADORES ASOCIADOS
Nivel máximo Extraordinario	Meteorológico	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Tormentas extremas</li> <li>-Avenidas</li> <li>-Creciente máxima</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Rotura por posible sobrevertido de la presa</li> <li>-Rotura por oleaje en el embalse</li> <li>-Rotura por interrupción de accesos de desagüe.</li> <li>-Rotura por deslizamiento de laderas</li> <li>-Rotura por pérdida del control de la presa</li> <li>-Rotura de la presa</li> <li>-Aumento de cargas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Estudios hidrológicos del proyecto</li> <li>-Caudales y precipitación de diseño (CMP): Creciente máxima probable</li> </ul>
Nivel máximo normal de operación	Filtraciones Cimentación o Sismo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Agrietamiento.</li> <li>- Deterioro del hormigón</li> <li>- Porosidad del hormigón</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro rápido.</li> <li>- Lavado del hormigón.</li> <li>- Pérdida de peso.</li> <li>- Pérdida de resistencia.</li> <li>- Incremento de filtraciones</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Humedad en paramentos.</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Agrietamiento</li> <li>- Movimientos diferenciales</li> <li>- Apertura de juntas</li> <li>- Fugas en conductos</li> <li>- Erosión del hormigón</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pérdida de la integridad estructural.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aforador.</li> <li>- Drenes.</li> <li>- Acelerógrafo</li> <li>- Sistema de monitoreo de la cara de concreto y cuerpo de presa</li> </ul>

Fuente: Ministerio Medio Ambiente, Guía técnica Española para la elaboración de planes de emergencia, Modificado

### 3.3 SITUACIONES HIPOTÉTICAS DE ROTURA

Del análisis de las diversas causas de rotura analizadas de la Tabla 2 y siguiendo el criterio de la guía técnica para la elaboración de planes de emergencia (1996) [13], se recomienda que en general, se consideren únicamente dos escenarios extremos: Hipótesis (H1) rotura sin crecida e Hipótesis (H2) rotura en situación de crecida [14].

El criterio general que aplica esta guía a los análisis de rotura de presas es de tipo conservador, por lo que en ella se consideran hipótesis y escenarios extremos que serán los que darán lugar a las situaciones potenciales más desfavorables [14].

*H1 Rotura sin crecida.* Se asume que el embalse se encuentra en su nivel máximo normal 885.8 msnm, con un volumen embalsado de 17.8 Hm<sup>3</sup>, si bien para presas tipo CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) es difícil imaginar un proceso de tubificación a través del cuerpo de la presa debido a la presencia del enrocado que puede comportarse como un filtro, la problemática de este tipo de presa se encuentra principalmente en la apertura de las juntas en la cara de concreto ya que estas pueden elevar los caudales de filtración a través de la pantalla.

Para fines prácticos de generar el hidrograma de salida en el momento de la rotura y con la finalidad de modelarla en HEC-RAS se consideró la opción de falla por tubificación en el software, conociendo de antemano que no es posible en esta tipología de presas pero puede presentar la analogía con una falla progresiva por dilatación de juntas de las losas de la cara de concreto que garantiza la impermeabilidad de la presa.

*H2 Rotura con crecida.* La presa dispone de una altura 103.3 m hasta la cresta, y un muro parapeto con una altura de 1.3 m a lo largo de toda la cresta construido para la protección del oleaje a la cota 891.6 msnm. Para la rotura con crecida se consideró que por efectos de laminación el agua alcanza una altura de 50 cm por encima del muro parapeto lo cual indica que la avenida provoca la falla por sobrevertido cuando el agua alcanza la cota 892.1 msnm.

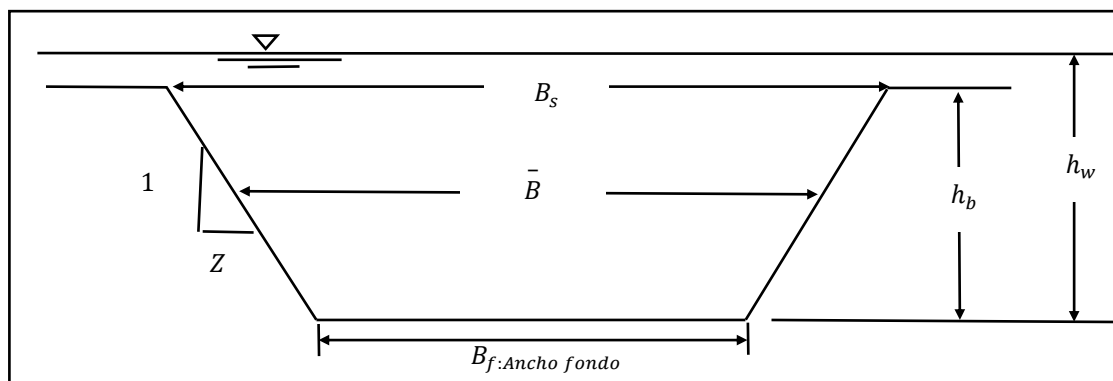
De igual manera para la hipótesis H2 la crecida que se seleccionó para el análisis es la mayor crecida que se ha empleado en el diseño del vertedero siendo esta de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para lo cual también se asumió que los sistemas de desagüe y control de evacuación del agua no operan y el vertedero no es capaz de evacuar la crecida.

### **3.4 PARÁMETROS DE LA BRECHA Y METODOLOGÍAS DE PREDICCIÓN**

La brecha es la abertura generada por el flujo en una presa cuando esta falla. Una de las fases de mayor incertidumbre en el análisis de la rotura de una presa la constituye la estimación de los parámetros geométricos y temporales de la brecha. Si bien este tema ha sido objeto de investigación y estudio durante las últimas décadas, aún se encuentra en un estado muy incipiente de desarrollo, debido a la complejidad física del fenómeno y a la escasez de registros históricos fiables de los parámetros que la forman. (Forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación) [6].

**3.4.1 Definición de los parámetros de la brecha.** Los parámetros de una brecha incluyen todos aquellos parámetros necesarios para describir físicamente la brecha (profundidad, ancho, ángulos de los taludes) como también los parámetros que definen el tiempo requerido para el inicio y desarrollo de la misma. Los parámetros físicos según la definición adoptada por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos (Bureau of Reclamation, 1998) se muestran gráficamente en la Figura 3.

**Figura 3. Parámetros de la brecha de una presa idealizada**



Fuente: Whal, Modificada. 1998

*Profundidad de la brecha ( $h_b$ ):* Es la distancia vertical de la brecha, medida desde la cresta de la presa hacia abajo.

*Carga sobre la brecha ( $h_w$ ):* Se refiere a la distancia medida desde la altura de agua en el reservorio hasta la base de la brecha.

*Ancho de la brecha ( $B$ ):* Este parámetro varía dependiendo de la geometría de la brecha ya sea rectangular, trapezoidal o triangular, siendo estas las formas más comunes en las que se presentan.

$B_s$ : Base superior de la brecha

$\bar{B}$ : Ancho media de la brecha

*Pendientes laterales de la brecha (z)*: Es el valor de la relación entre la unidad de la vertical con respecto a la horizontal que se forma en las paredes de la brecha, el valor de las pendientes laterales define la forma de la brecha.

*Tiempo de formación de la brecha ( $t_f$ )*: Es la duración entre la aparición de la primera brecha en la cara aguas arriba de la presa hasta que la brecha está completamente desarrollada. En caso de falla por sobrevertido, se considera desde el momento en que la presa se haya erosionado como resultado de la descarga. La descarga puede consistir en un sobrevertido de apenas unos centímetros sobre el coronamiento o la descarga desarrollándose a través de un canal de infiltración.

**3.4.2 Metodologías de predicción.** Para estimar el hidrograma como primera metodología suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, que estiman el caudal pico y que en general se pueden dividir en dos grupos aquellas que han sido deducidas a partir de ajustes estadísticos y otras de envolventes\* sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas. Han sido múltiples los autores que históricamente han dedicado esfuerzos en la estimación de los caudales pico producto de la rotura de una presa, abarcando una amplia gama de casos de estudio de distintas naturalezas. Los trabajos recopilados de Barros (2004), Wahl (2004), y Wahl (2010) permite sintetizar la siguiente tabla resumen [6].

**Tabla 3. Ecuaciones para el cálculo de caudal pico, (Wahl, Tony L. 1998)**

Autores	Formulas
Froehlich (1995), <i>Mejor ajuste</i>	$Q_p$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984), <i>Envolventes</i>	$Q_p$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984), <i>Mejor ajuste</i>	$Q_p$
Kirkpatrick (1977), <i>Mejor ajuste</i>	$Q_p$
SCS (1981) , <i>Envolventes</i>	$Q_p$
Reclamation (1982) , <i>Envolventes</i>	$Q_p$
Costa (1985), <i>Mejor ajuste</i>	$Q_p$
Hagen (1982) , <i>Envolventes</i>	$Q_p$
Evans (1986), <i>Mejor ajustes</i>	$Q_p$
Singh and Snorrason (1984), <i>Mejor ajuste</i>	$Q_p$
Costa (1985) , <i>Envolventes</i>	$Q_p$

Donde:

$h_d$ : Altura de la presa.

$v_w$ : Volumen de agua en el embalse en el momento de inicio de la brecha.

S: Volumen de almacenamiento.

$Q_p$ : Caudal pico.

Una segunda metodología es la utilización de ecuaciones de regresión para predecir los parámetros de apertura y geometría de la brecha. Estos parámetros de la brecha son utilizados como datos de entrada en el software HEC-RAS, el cual determina el flujo de salida a través de una abertura que simula la brecha de rotura de la presa, (ver Tabla 4).

**Tabla 4. Ecuaciones de predicción para la formación de la brecha s, (Wahl, Tony L. 1998)**

Autores	Métodos
Singh and Snorrason (1984)	$2h_d \leq B$ $0,15 m < d_{ovtop} < 0.61m$ $0,25 < t_f < 1$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	<p><b>Presas de materiales sueltos:</b></p> $t_f = 0,0179 \cdot (V_{er})^{0,364} \quad Z_3$ $B = \frac{V_{er} - h_b^2(CZ_b + h_b Z_b Z_3/3)}{h_b(C + h_b Z_3/2)} \quad Z_b = 0.5$ <p style="text-align: right;"><i>metodo McDonald</i></p>
USBR; Reclamation (1988)	$B \quad t_f$
Von Thum & Gillette (1990)	$B$ $t_f \quad B \quad (\text{asistiendo a la erosión})$ $t_f \quad B \quad (\text{compactada})$
Froehlich (1995)	$B^{-}$ $t_f$ $k_0 = 1,4 \text{ para rebose por coronación;}$
FERC (1987)	<p><math>B</math> normalmente es de 2 a 4 veces <math>h_d</math></p> <p><math>Z</math></p> <p>El rango de <math>B</math> es de 1 a 5 veces <math>h_d</math></p> $t_f = 0,1 - 1 \text{ horas}$ <p>(presas bien compactas)</p> $t_f = 0,1 - 0,5 \text{ horas}$ <p>(presas pobremente compactas)</p>
TYPASA-ECM 1996	$B^{-}$ $t_f \quad S^{0.5}$

Donde:

$d_{ovtop}$ : Calado o altura del flujo sobre la cresta de la presa en el momento de la rotura.

$V_{er}$ : Volumen de material erosionado.

$V_{out}$ : Volumen de agua descargada a través de la brecha.

$k_0$ : Factor de corrección por rebose.

$Z_1$ : Inclinación de la cara de aguas arriba de la presa.

$Z_2$ : Inclinación de la cara de aguas abajo de la presa.

C: Ancho de cresta de la presa.

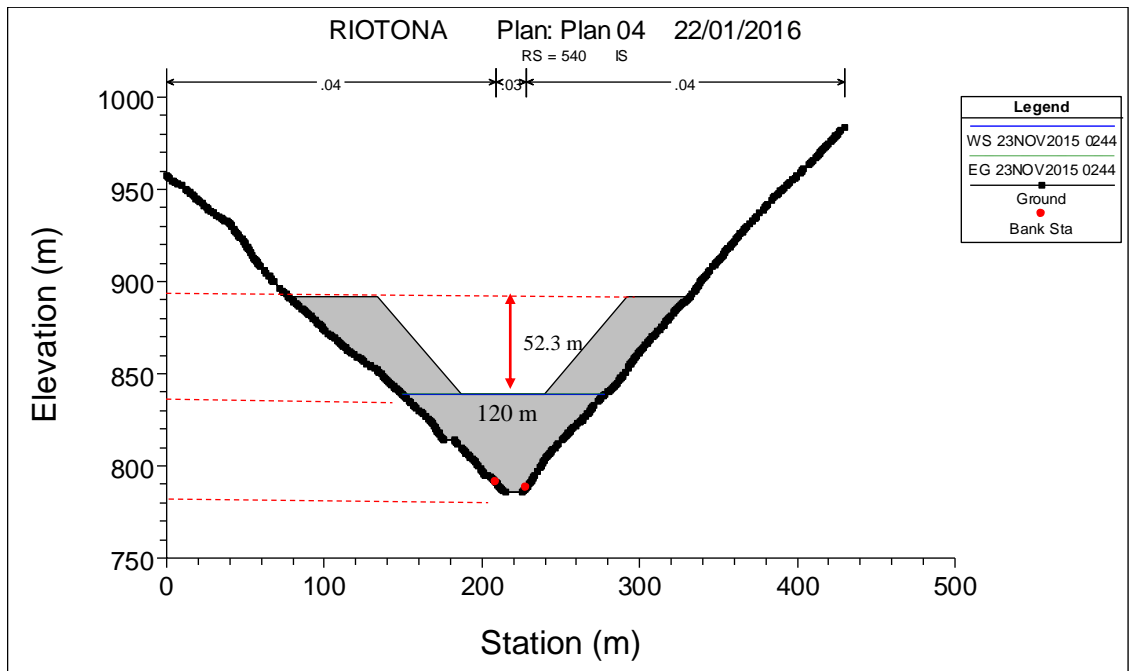
$C_b$ : Función del almacenamiento en el embalse.

Estas ecuaciones se seleccionaron teniendo como criterio que se han utilizado durante varios estudios de seguridad de presas, y son las que presentan una amplia gama de valores de datos históricos en presas de esta tipología.

**3.4.3 Consideraciones para el cálculo de las ecuaciones.** Para hacer el cálculo de las Tablas 3 y 4 del caudal pico, tiempo de formación y base promedio de la brecha se consideró para los dos escenarios una altura de brecha de 52.3 m como se indica en la Figura 4, siendo este valor el que más se ajusta, para que en el momento del cálculo de la base promedio de la brecha los resultados no sobrepasen la longitud de la presa.

Lo cual indica que el valor máximo que se puede presentar en la base de la brecha para la cota 839.3 msnm es de aproximadamente 120 m, por ende los valores de las ecuaciones que sobrepasan dicho valor se descartan.

**Figura 4. Altura de la brecha asumida, ubicada en la sección transversal del eje de la presa.**



En la Tabla 5 se presentan los valores correspondientes a los parámetros de las ecuaciones de predicción de las Tablas 3 y 4.

**Tabla 5. Valores de los parámetros de las ecuaciones**

Nivel máximo normal de operación			Nivel máximo Extraordinario		
Par.	Valores	Cota (msnm)	Par.	Valores	Cota (msnm)
$h_w$	46.5 m	839.3	$h_w$	52.8 m	839.3
$h_d$	104.6 m	787.0	$h_d$	104.6 m	787.0
$h_b$	52.3 m	839.3	$h_b$	52.3 m	839.3
S	$17.80 \text{ H m}^3$	885.8	S	$17.80 \text{ H m}^3$	885.8
$V_w$	$17.80 \text{ H m}^3$	885.8	$V_w$	$21.17 \text{ H m}^3$	892.1

### **3.5 SIMULACIÓN DE ROTURA Y ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA**

El hidrograma de salida en la rotura de la presa es la representación gráfica del flujo a través del tiempo y depende de diferentes factores. Las características físicas de la presa, el volumen del embalse y el modo de falla. Los parámetros que controlan la magnitud del pico de descarga y la forma del hidrograma de salida incluyen: las dimensiones de la brecha; la manera y el período de tiempo de desarrollo de la brecha; la profundidad y volumen de agua almacenada en el embalse en el momento de la rotura y el flujo de entrada en el instante de la rotura [15].

Para la determinación del hidrograma, su evaluación y validación es necesario recurrir a modelos existentes, según la ICOLD, 1995 reconoce alrededor de 27 modelos aceptados para simular el rompimiento de la presa. HEC-RAS fue el modelo seleccionado para realizar la simulación de la presa en estudio en cada una de las hipótesis consideradas en este trabajo de grado [18].

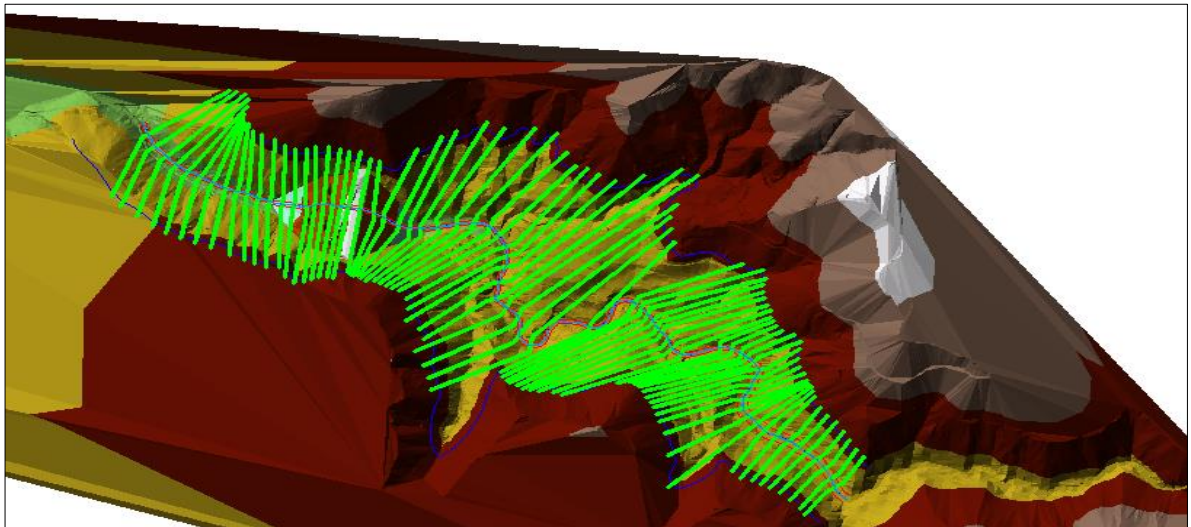
El Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (HEC-RAS) es un modelo unidimensional que permite ejecutar análisis hidráulicos del flujo de agua en lámina libre en régimen permanente y no permanente, y la onda de rotura en tramos donde se presentan regímenes subcrítico y supercrítico alternativamente. Entre sus aplicaciones cuenta la simulación de rotura de presas y cálculo del hidrograma. La aplicación funciona a partir de las secciones transversales de la zona aguas arriba y aguas abajo de la presa [9].

**3.5.1 Datos de entrada para el software.** Los datos necesarios para la caracterización hidráulica son la geometría del terreno, secciones transversales, volumen del embalse para cada nivel, y el coeficiente de rugosidad del cauce.

*Geometría:* Se empleó el software ArcGis y la extensión HEC-GeoRAS para generar un archivo de importación para HEC-RAS que va a contener la información geométrica de las secciones transversales del embalse, (ver Figura 5).

El volumen del embalse en el momento de la rotura ( $V_w$ ) y la capacidad de almacenamiento ( $S$ ) para cada nivel también fue calculado mediante la aplicación de ARGIS, (ver Tabla 5).

**Figura 5. Secciones transversales y límites del embalse**



*Coefficiente de Manning del cauce ( $n$ ):* De acuerdo con Ven te Chow sugiere una guía para la determinación del coeficiente teniendo diferentes factores, generalmente de forma empírica con base en los datos bibliográficos y con inspección visual de los tramos [6] [10].

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, “n” puede calcularse [12].

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (1)$$

**Tabla 6. Valores de Manning, condiciones del canal**

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Corte en roca	$n_0$	0.025
Grado de irregularidad	Moderado	$n_1$	0.005
Variación de las secciones	Gradual	$n_2$	0
Obstrucciones	insignificante	$n_3$	0
Vegetación	Media	$n_4$	0.010
Efectos por meandros	Menor	$m_5$	1

Los coeficientes de Manning estimados fueron,  $n=0.03$  para el cauce central y de  $n= 0.04$  para las laderas del terreno natural.

*Condiciones de contorno:* Para la hipótesis H1 se estableció el caudal medio del río de  $1.1 \text{ m}^3 /\text{s}$ , y para la hipótesis H2 se determinó el hidrograma de entrada al embalse, este fue calculado por medio del método SCS (Soil Conservation Service) [12], a partir de la creciente máxima probable de 670mm. Finalmente para la última sección transversal ubicada aguas abajo de la presa se definió como condición de contorno una pendiente para el río de 0,08 m/m.

*Condiciones iniciales:* Los caudales que se introdujeron en el programa corresponden al caudal medio de  $1.1 \text{ m}^3 /\text{s}$  transitado por el embalse para cada uno de los escenarios estudiados.

**3.5.2 Modelación de HEC-RAS.** Para la modelación se creó un proyecto nuevo en HEC-RAS y con las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de la presa, se ubicó la presa con sus características geométricas (altura de 104, 6 m, ancho de cresta 10 m, pendientes aguas arriba 1.5 y aguas abajo 1.4), se interpolaron las secciones transversales cada 20 m esto para que el modelo fuera estable, se ingresaron los coeficientes de rugosidad de Manning para el centro del cauce y las laderas del embalse, se simuló la brecha de acuerdo a los parámetros calculados con las ecuaciones de predicción, y se establecieron las condiciones iniciales y de contorno según el escenario (pendiente del cauce, hidrograma de entrada para sobrevertido y caudal  $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$  para operación normal). Finalmente se hizo la simulación de la formación de la brecha e hidrograma de salida. [19]

## 4. RESULTADOS

### 4.1 RESULTADOS DE LAS ECUACIONES

En la Tabla 8 se presentan los resultados de las ecuaciones de predicción seleccionadas para el desarrollo de la brecha, donde se observó que los valores de Singh and Snorrason (1984) en los dos escenarios y Von Thum & Gillette (1990) en el escenario H2, para la base de la brecha se descartaron por superar la longitud de la presa a la altura que se asumió el análisis, (ver Figura 4).

Por otra parte los resultados de Singh and Snorrason y FER en la Tabla 8, están en función de la altura de la presa ( $h_d$ ), por ser este valor constante los resultados para los dos escenarios son iguales. Con respecto a la ecuación recomendada por la Guía técnica para la elaboración de planes de emergencia [13], (TYPESA-ECM 1996), fue la que presentó el menor tiempo de formación de la brecha. La Tabla 7 presenta los valores calculados correspondientes a los caudales pico para cada escenario y el promedio de las ecuaciones según su ajuste. Además incluye diferentes autores que solo han estimado ecuaciones para la determinación del caudal pico y no para los parámetros de la brecha.

Aplicando la ecuación de Reclamation (1982) en la Tabla 7 para el escenario H1 el caudal pico calculado es 23218 m<sup>3</sup>/s, y para H2 alcanza un pico de 29370 m<sup>3</sup>/s, lo cual representa una descarga que supera considerablemente el caudal para el que se diseñó el vertedero de excesos.

**Tabla 7. Caudales pico con las ecuaciones, Hipótesis H1 e Hipótesis H2**

NOMBRE (Fecha)	H1	H2
	Qp (m <sup>3</sup> /s)	Qp (m <sup>3</sup> /s)
Singh and Snorrason (1984)	4540	4540
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)*	17808	20156
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	5449	6169
USBR;Reclamation (1982)*	23218	29370
Froehlich (1995)	9764	12033
Kirkpatrick (1997)	18999	26053
SCS (1981)*	20179	25526
Costa (1985)	7673	7673
Hagen (1982)*	23295	23295
Evans (1986)	5011	5496
Costa (1985)*	15227	15227
Qp. Promedio ( Envolvente)*	19945	22715
Qp. Promedio ( mejor ajuste)	8334	9986

**Tabla 8. Parámetros de la brecha**

Escenario	Ecuaciones empírica	$t_f$ (hr)	$h_b$ (m)	Geometría de la Brecha		
				1h:zv	$\bar{B}$ (m)	$B_f$ (m)
Nivel Máximo normal de operación	Singh and Snorrason (1984)	0.50	52.3	1h:1v	209.20	156.90
	McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	1.41	52.3	1h:0.5v	-	17.72
	USBR; Reclamation (1988)	1.53	52.3	1h:1v	139.50	87.20
	Von Thum & Gillette (1990)	0.92	52.3	1h:1v	171.15	118.85
	Froehlich (1995)	0.50	52.3	1h:1v	79.91	27.61
	FER (1987)	1.00	52.3	1h:1v	104.60	52.30
	TYPSA-ECM 1996	0.19	52.3	1h:1v	131.36	79.06

Tabla 8. (Continuación)

Escenario	Ecuaciones empírica	$t_f$ (hr)	$h_b$ (m)	Geometría de la Brecha		
				1h:zv	$\bar{B}$ (m)	$B_f$ (m)
Nivel Máximo extraordinario	Singh and Snorrason (1984)	0.50	52.3	1h:1v	209.20	156.90
	McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	1.55	52.3	1h:0.5v	-	28.07
	USBR; Reclamation (1988)	1.74	52.3	1h:1v	158.40	106.10
	Von Thum & Gillette (1990)	0.88	52.3	1h:1v	186.90	134.60
	Froehlich (1995)	0.55	52.3	1h:1v	118.28	65.98
	FER (1987)	1.00	52.3	1h:1v	104.60	52.30
	TYPSA-ECM 1996	0.19	52.3	1h:1v	131.36	79.06

#### 4.2 HIDROGRAMA DE SALIDA POR LA ROTURA DE LA PRESA

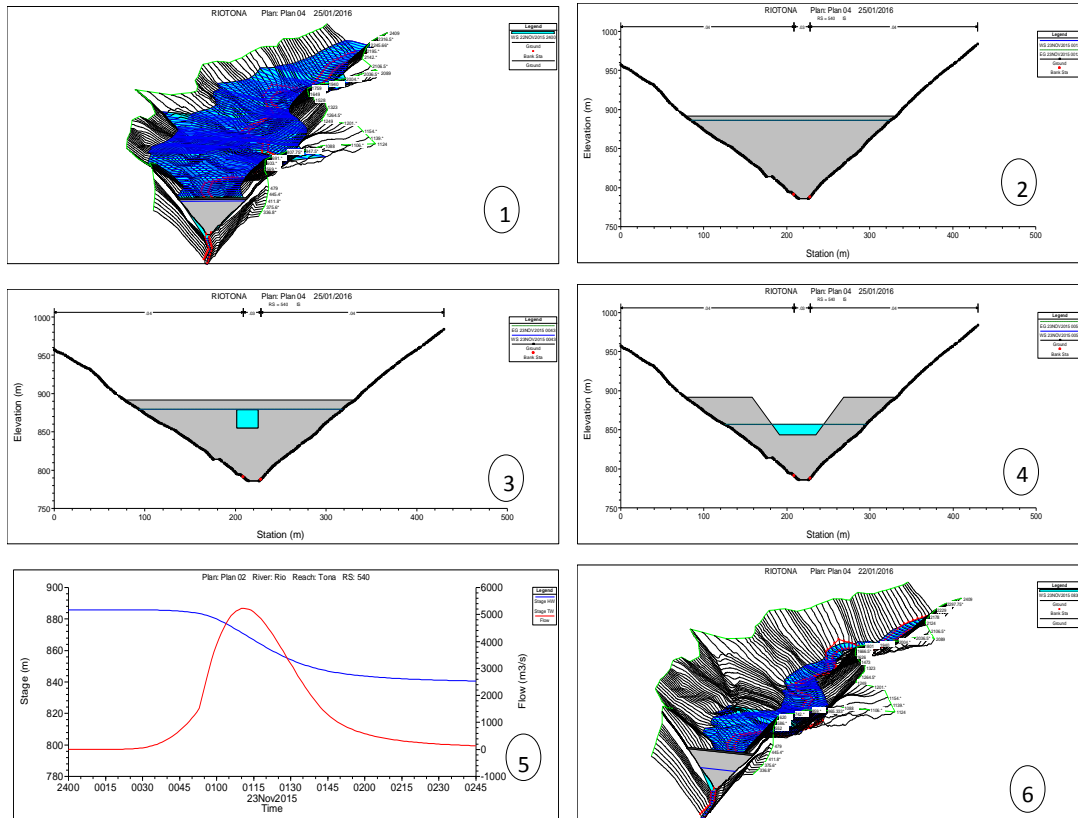
Los hidrogramas de salida del flujo presentados a continuación, fueron estimados utilizando software HEC-RAS para simular los dos escenarios de rotura para la presa del embalse de Bucaramanga, tomando como base de la simulación los resultados de la aplicación de las ecuaciones de predicción de la Tabla 8 para el desarrollo de la brecha, las cuales arrojaron valores aproximados para las condiciones finales de la geometría y el tiempo de formación, estos valores representan datos de entrada indispensables para ejecutar mediante el modelo, la simulación lineal en el tiempo de la rotura.

##### Escenario H1

La Figura 6 representa la secuencia de la simulación para la formación de la brecha en el escenario H1. En esta se evidencia el embalse en nivel máximo normal de operación (1 y 2), la formación progresiva de la brecha a cualquier elevación de la presa (3 y 4), formación del hidrograma (5) y el descenso del nivel

del agua en el embalse a medida que crece la rotura (6). Finalmente a partir de la simulación se obtuvieron los siguientes hidrogramas de salida.

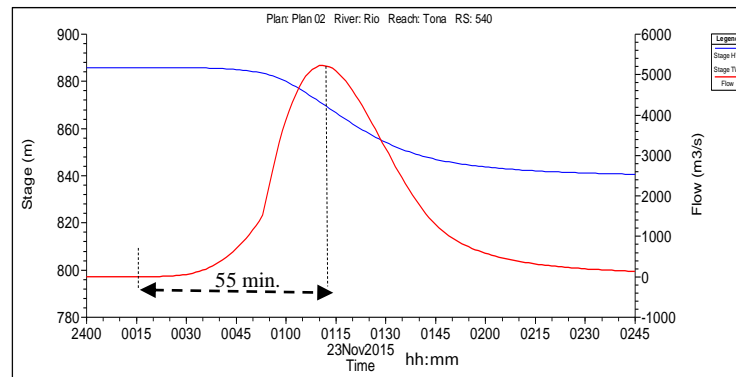
**Figura 6. Proceso de formación de la brecha en HEC-RAS, escenario H1**



**Descripción de graficas de los hidrogramas:** El color rojo representa el caudal, el color azul el nivel del tirante hidráulico, la ordenada derecha el caudal, la ordenada izquierda el nivel del tirante hidráulico y en la abscisa el tiempo de simulación. Para todas la graficas el tiempo de simulación es de 2h: 45min y la rotura inicia 15 min después que inicia la simulación, ya que es el tiempo que permite la formación de la brecha para todos los casos. En la parte inferior de las

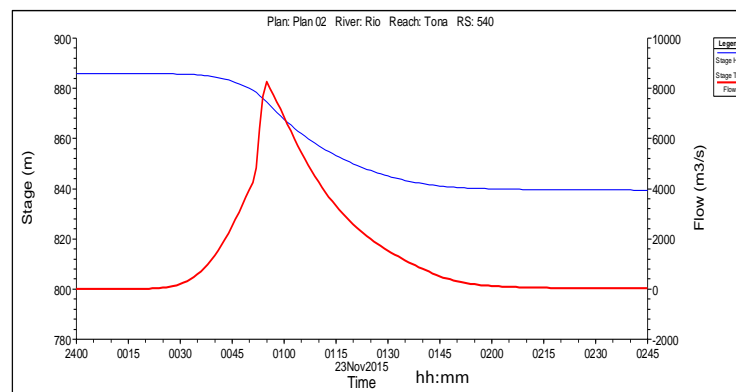
gráficas se referencian, el nombre de la ecuación, tiempo de formación, la base y la pendiente de la brecha en cada caso.

**Gráfica 1. McDonald y Langridge-Monopolis (1984): 1.41h; 17.72 m; 1h: 0.5v**



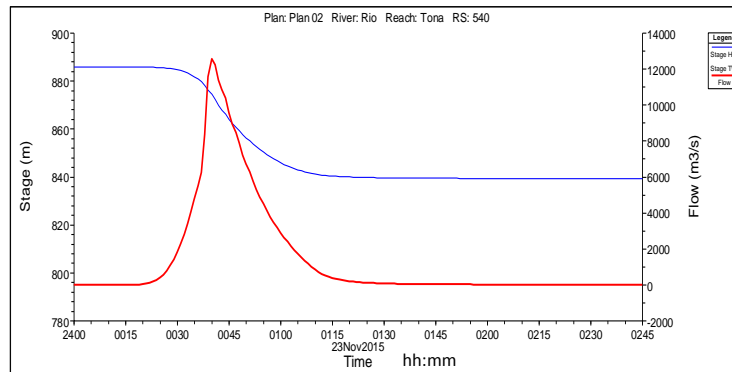
En la Gráfica 1 el caudal pico de la rotura de la presa es de  $5337 \text{ m}^3/\text{s}$  y el tiempo pico se presenta 55 min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de  $13.447 \text{ Hm}^3$ .

**Gráfica 2. USBR; Reclamation (1988): 1.53h; 87.2m; 1h: 1v**



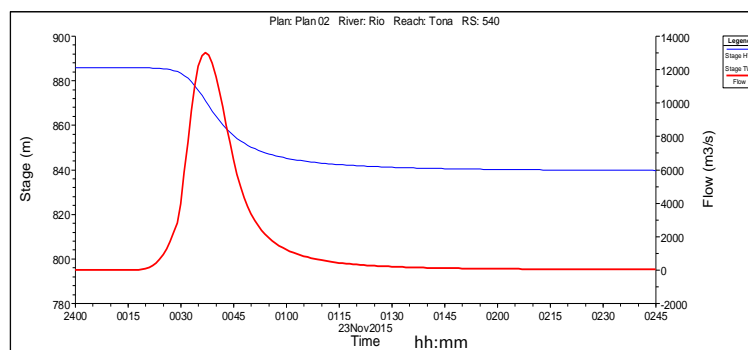
En la Gráfica 2 el caudal pico es de 8258 m<sup>3</sup>/s y el tiempo en que alcanza este pico se produce 40 min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de 13.684 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 3. Von Thum & Gillette (1990): 0.92h; 118.85m; 1h: 1v**



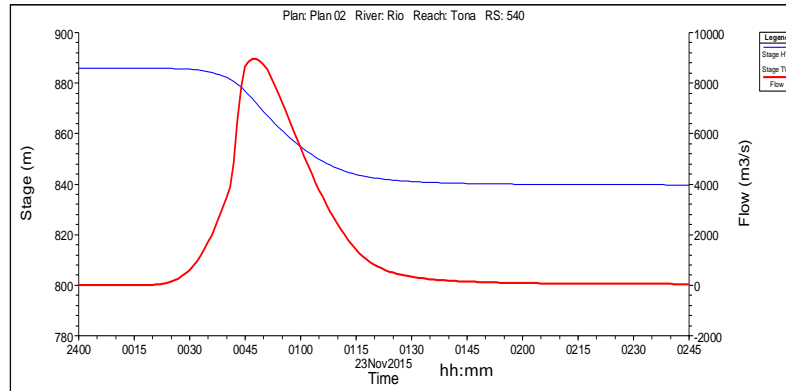
En la Gráfica 3 el caudal pico de la rotura de la presa es de 12570 m<sup>3</sup>/s y el tiempo pico se presenta 25min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de 13.706 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 4. Froehlich (1995) 0.50h; 22.61m; 1h: 1v**



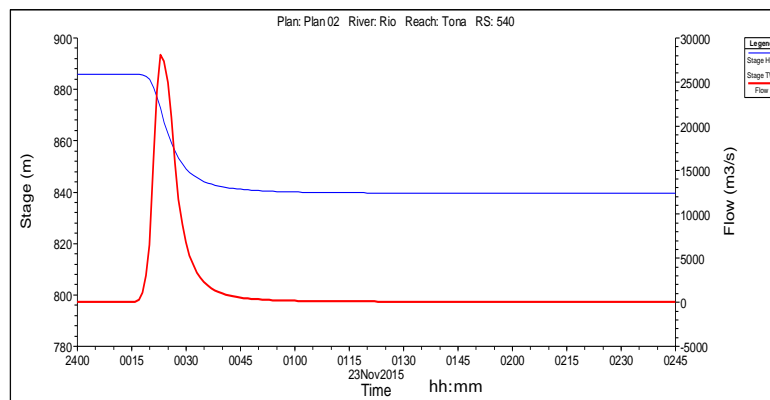
En la Gráfica 4 el caudal pico de la rotura de la presa es de 12988 m<sup>3</sup>/s y el tiempo pico se presenta 22min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de 13.631 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 5. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v**



En la Gráfica 5 el caudal pico de la rotura de la presa es de 8960 m<sup>3</sup>/s y el tiempo pico se presenta 32 min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de 13.809 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 6. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v**



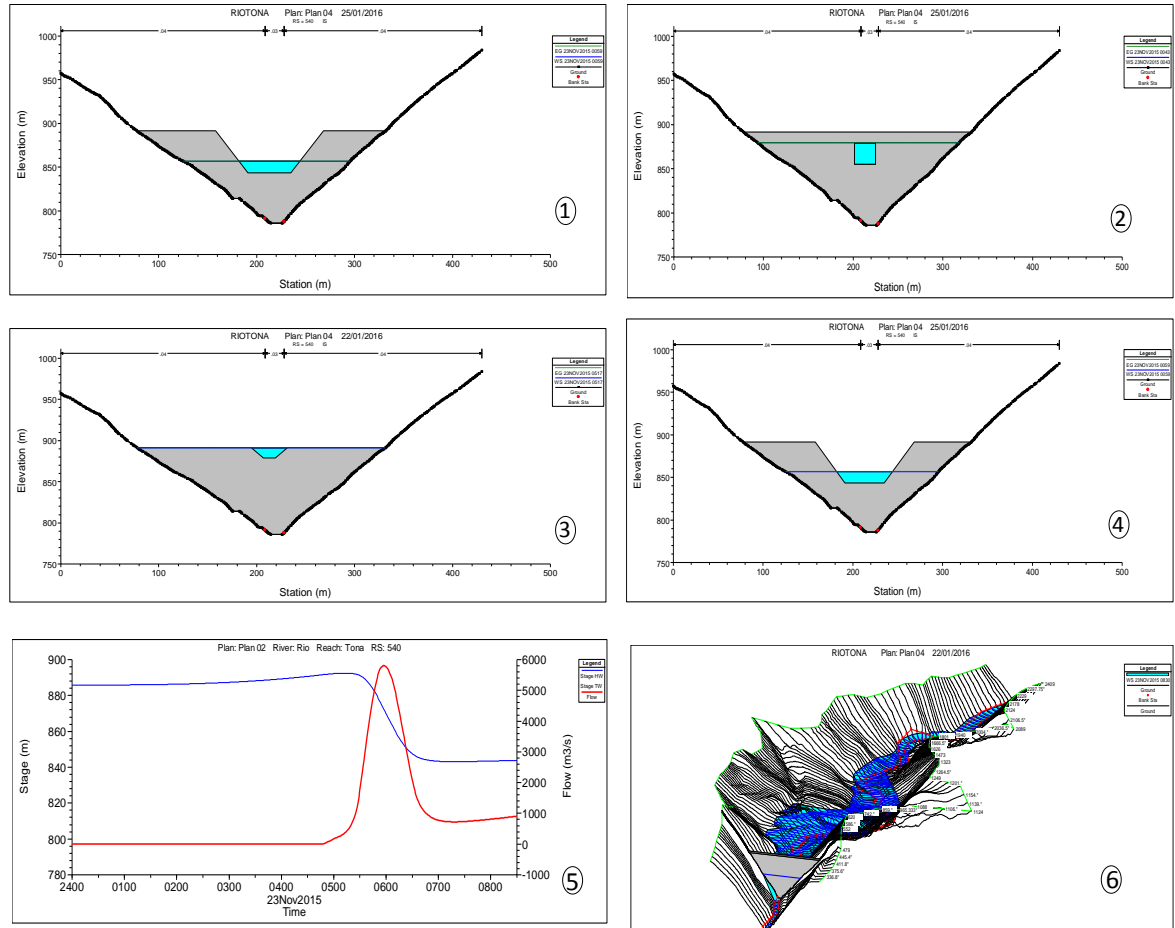
En la Gráfica 6 el caudal pico de la rotura de la presa es de 28071 m<sup>3</sup>/s y el tiempo pico se presenta 8 min después del inicio de formación de la brecha y un volumen de descarga de 13.906 Hm<sup>3</sup>.

En las Gráficas anteriores simuladas para el escenario H1 se puede concluir que los caudales pico se presentan en un rango de 8 min a 55 min después que se inicia la rotura. Así mismo para el caso de la Gráfica 6 se encontró un caudal pico de 28071 m<sup>3</sup>/s, lo cual indica que el caso de rotura fue súbita debido al tiempo de formación tan corto. De acuerdo a lo anterior cabe indicar que el tiempo de formación es inversamente proporcional al caudal pico ya que entre menor sea el tiempo mayor es el caudal de descarga, esta analogía permite identificar si la brecha tuvo un comportamiento progresivo o súbito. Finalmente tras observar los valores encontrados el volumen aproximado que inundara la zona aguas abajo de la presa es de 13906 m<sup>3</sup> escogiendo el valor más conservador.

## **Escenario H2**

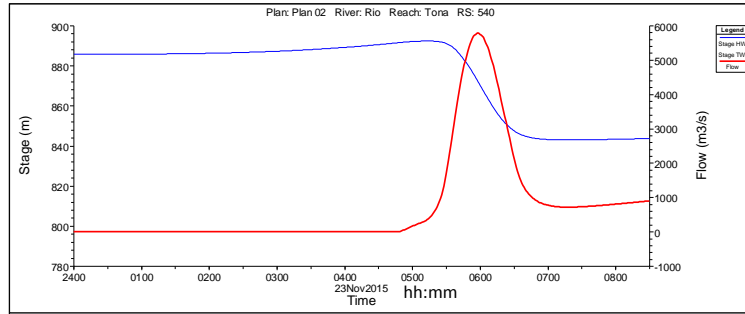
En la Figura 7 se muestra la secuencia de la simulación para la formación de la brecha a causa de la falla por sobrevertido; en (1) y (2) se presenta el sobrevertido, en (3) y (4) se resume el proceso de formación de la brecha desde la parte superior de la presa hasta su formación final, en (5) la generación del hidrograma y en (6) el descenso del embalse a medida que avanza la rotura.

**Figura 7. Proceso de formación de la brecha en HEC-RAS, escenario H2, sobreevertido**



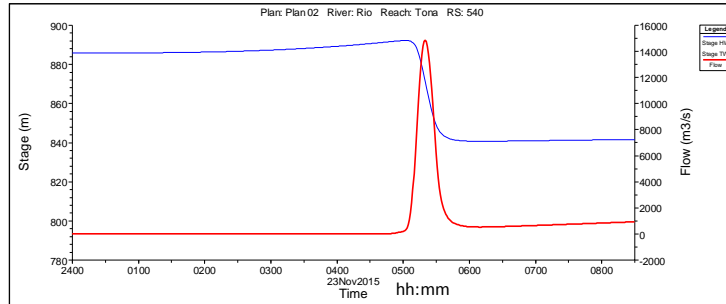
Los resultados de los hidrogramas dependen de las condiciones iniciales establecidas para el escenario de falla por sobreevertido que se estableció en el nivel del embalse en la cota 892.1msnm como punto de inicio para la falla, es decir 50 cm por encima del muro parapeto, según Walh (1998) toda presa que alcance una altura del flujo por efectos de laminación por encima de su nivel de coronación superior a los 50 cm, la probabilidad de colapso es del 100% [6]. De acuerdo a lo anterior en este caso cuando el nivel del agua alcance la cota establecida para la rotura, comienza la formación de la brecha y se generara los siguientes hidrogramas de salida.

**Gráfica 7. McDonald y Langridge-Monopolis (1984) 1.55h; 28.07m; 1h: 0.5v**



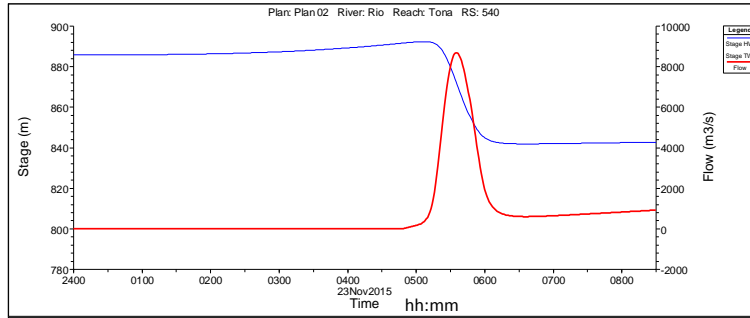
En la Gráfica 7 el caudal pico de la rotura de la presa es de  $5786 \text{ m}^3/\text{s}$  y el tiempo pico se presenta 5h: 58 min después del inicio de la simulación y volumen de descarga de  $22.822 \text{ Hm}^3$ .

**Gráfica 8. Froehlich (1995) 0.55h; 65.98 m; 1h: 1v**



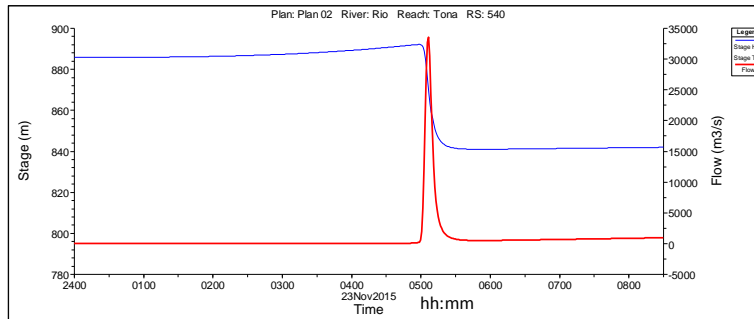
En la Gráfica 8 el caudal pico de la rotura de la presa es de  $14685 \text{ m}^3/\text{s}$  con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 5h: 20 min y un volumen de descarga de  $23.139 \text{ Hm}^3$ .

**Gráfica 9. FERC (1987) 1h; 52.30m; 1h: 1v**



En la Gráfica 9 el caudal pico de la rotura de la presa es  $8677 \text{ m}^3/\text{s}$  con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 5h: 35 min y volumen de descarga de  $23.042 \text{ Hm}^3$ .

**Gráfica 10. TYPESA-ECM 1996 0.19h; 79.06 m; 1h: 1v**



En la Gráfica 10 el caudal pico de la rotura de la presa es de  $33557 \text{ m}^3/\text{s}$  con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 5h: 07 min y volumen de descarga de  $23.206 \text{ Hm}^3$

Las metodologías de Singh and Snorrason (1984) y Von Thum & Gillette (1990) son descartados en este escenario por sobrepasar la geometría de la presa en el punto analizado.

En general, se observó que el inicio del rompimiento de la presa se presenta aproximadamente a la quinta hora de la simulación, lo cual indica que se requieren 5 horas con la CMP para que el agua alcance la cota 891.6 msnm y ocurra el sobrevertido.

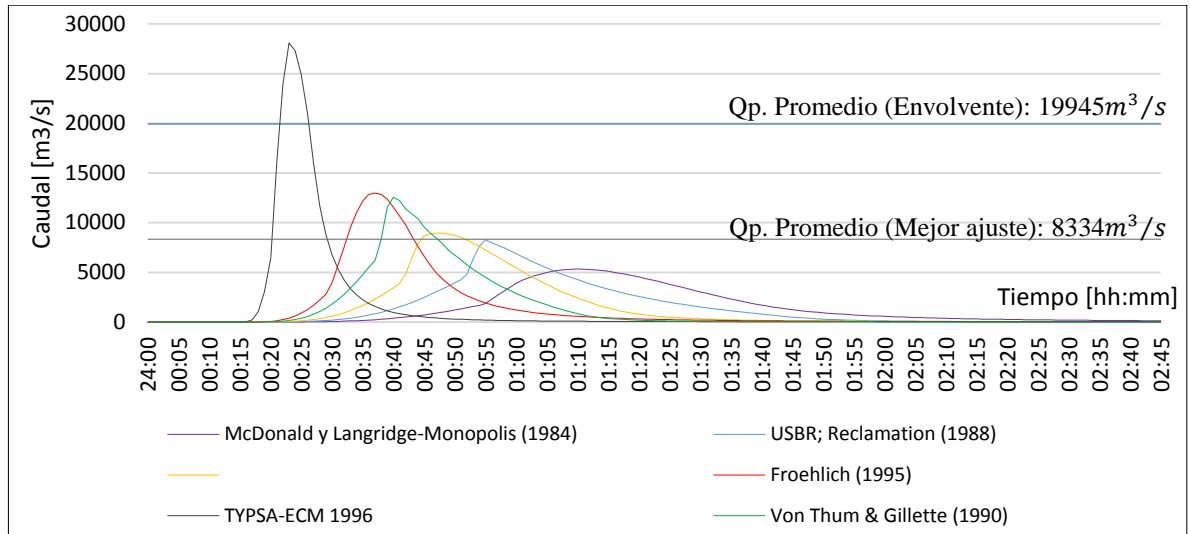
El resumen de los caudales pico de los hidrogramas generados por la simulación de la rotura en el modelo matemático HEC-RAS se consigna en la tabla 9.

**Tabla 8 Resumen de los caudales pico en HEC-RAS**

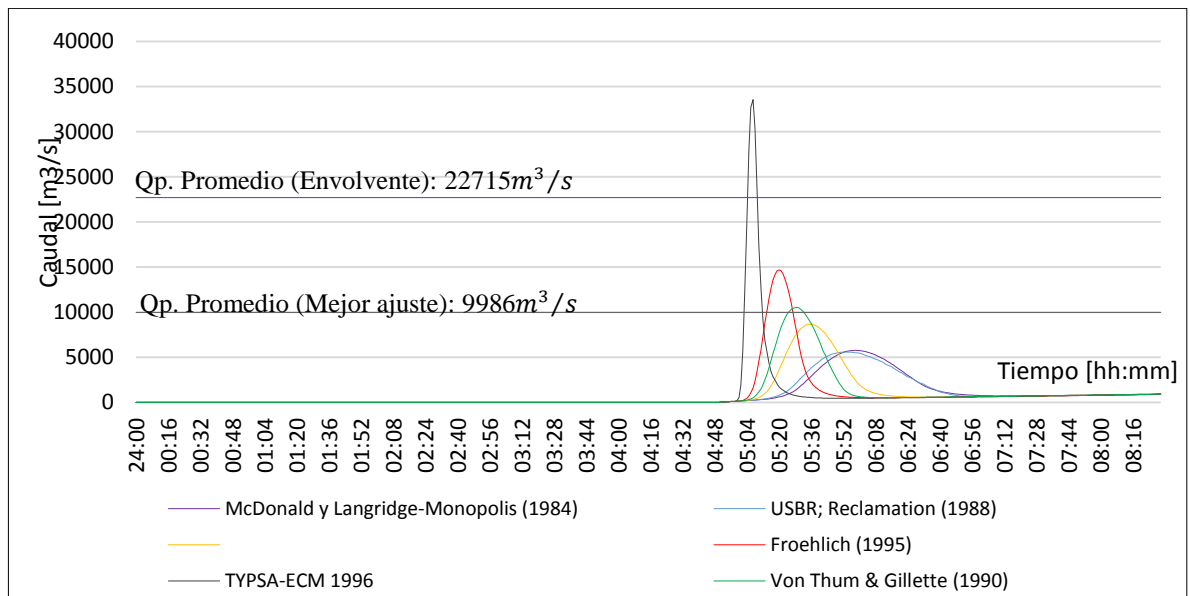
NOMBRE (Fecha)	H1	H2
	Qp. (m <sup>3</sup> /s)	Qp. (m <sup>3</sup> /s)
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	5337	5786
USBR; Reclamation (1988)	8258	5675
Von Thum & Gillette (1990)	12570	-
Froehlich (1995)	12988	14685
FERC (1987)	8960	8677
TYPSA-ECM 1996	28071	33557

Las Gráficas 11 y 12, se adjuntan los hidrogramas generados por el modelo como también los caudales promedio de las ecuaciones empíricas de mejor ajuste estadístico y envolvente.

**Gráfica 11. Envoltente hidrogramas de salida: Nivel Máximo normal de operación; H1**



**Gráfica 12. Envoltente hidrogramas de salida: Nivel Máximo Extraordinario; H2**



### Metodología US Army Corps of Engineers [9]

La metodología planteada por US Army Corps of Engineers, recomienda agrupar y reordenar, los resultados obtenidos por las ecuaciones de predicción y crear dos categorías que definen un umbral en magnitud como se muestra en la Tabla 10, donde se seleccionaron los valores máximos y mínimos de la base promedio y la base final de la brecha, con el tiempo de formación mínimo y máximo, para cada escenario. La finalidad de la metodología es evidenciar los valores más conservadores y desfavorables en cada hipótesis.

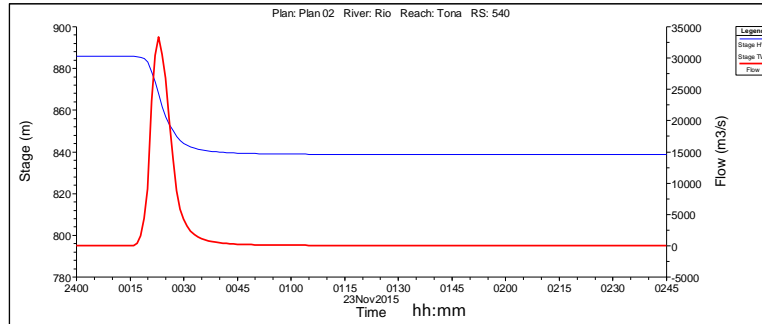
**Tabla 9. Umbral en magnitud de los parámetros de la brecha**

Parámetro	Escenario H1		Escenario H2	
	ALTA	BAJA	ALTA	BAJA
$\bar{B}$ (m)	171.15	79.69	158.40	104.60
$B_f$ (m)	118.85	17.72	106.10	28.07
1h:zh	1h:1h	1h:0.5h	1h:1h	1h:0.5h
$t_f$ (Hr)	0.19	1.53	0.19	1.74

Posterior a la creación de las dos categorías de umbrales, se ingresaron los valores al modelo HEC-RAS para la simulación de los hidrogramas.

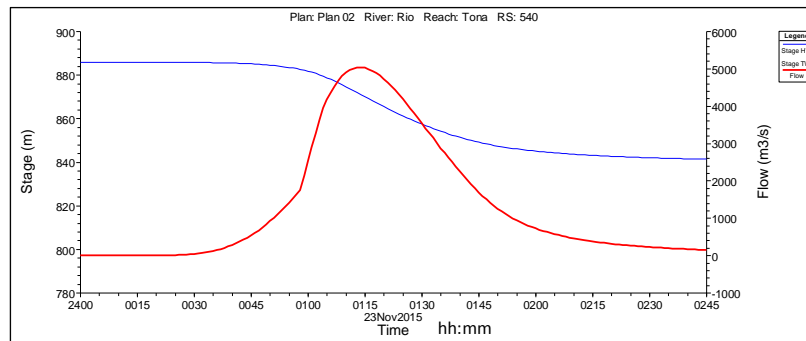
*Umbral alta H1:* En la Gráfica 13 el caudal pico de la rotura de la presa es de 33024 m<sup>3</sup>/s con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 23 min y volumen de descarga de 13.731 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 13. Hidrograma Categoría alta H1**



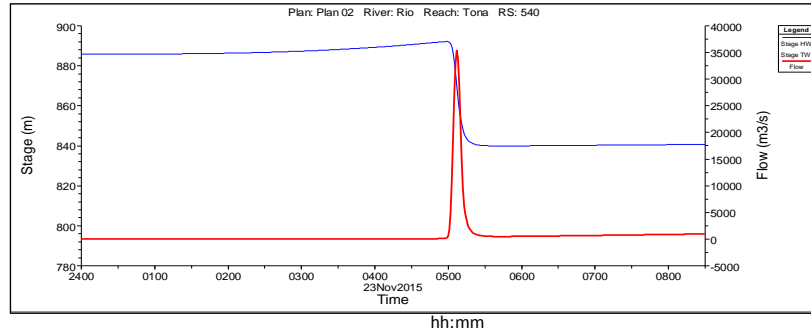
*Umbral bajo H1:* En la Gráfica 14 el caudal pico de la rotura de la presa es de 5034 m<sup>3</sup>/s con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 59 min y volumen de descarga de 13.404 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 14. Hidrograma Categoría baja H1**



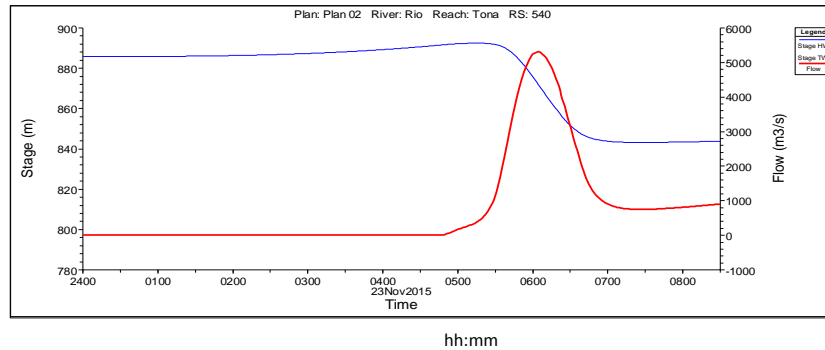
*Umbral alta H2:* En la Gráfica 15 el caudal pico de la rotura de la presa es de 35908 m<sup>3</sup>/s con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 5h: 06 min y volumen de descarga de 23.301 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 15. Hidrograma Categoría alta H2.**



*Umbral bajo H2:* En la Gráfica 16 el caudal pico de la rotura de la presa es de 5227 m<sup>3</sup>/s con tiempo pico tomado desde el arranque de la simulación de 6h: 05 min y volumen de descarga de 22.678 Hm<sup>3</sup>.

**Gráfica 16. Hidrograma Categoría baja H2.**



**Tabla 10. Resumen de los caudales pico en HEC-RAS metodología planteada por US Army Corps of Engineers**

Escenario H1 (m <sup>3</sup> /s)		Escenario H2 (m <sup>3</sup> /s)	
ALTA	BAJA	ALTA	BAJA
33024	4908	35908	5227

Las diferencias de valores que se obtuvo para cada umbral en la Tabla 11, se generó debido a que los parámetros seleccionados para el análisis corresponden a los valores extremos para la simulación, esto en busca de establecer umbrales para los cuales se presentó la máxima descarga de flujo. Los resultados obtenidos resultan tener una diferencia tan alta porque se seleccionó la mayor abertura de la brecha en un tiempo corto lo que hace que se genere un caudal máximo por otra parte para los valores mínimos de brecha con un tiempo de formación alto se encontró los valores mínimos de caudal que se puede llegar a presentar en cada escenario. Finalmente se puede concluir para esta última metodología que la falla de la presa que género mayor caudal fue el sobrevertido.

## 5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Se encontró que el volumen de almacenamiento considerado en la ficha de diseño fase III del proyecto regulación del río Tona para la cota 885.8 msnm es de 17.80 Hm<sup>3</sup>, comparado con el volumen calculado a partir de la cartografía del embalse en ArcGis se encontró que el volumen corresponde a 17.79 Hm<sup>3</sup>, por ende la diferencia es de 10 mil m<sup>3</sup>, para efectos de cálculo de esta tesis se tomó aproximando este último a 17.8 Hm<sup>3</sup>, observando que la diferencia es mínima y no afectó los resultados del hidrograma.

En la metodología 1 nivel máximo normal de operación cota 885.8 msnm, el caudal pico fue de 23295 m<sup>3</sup>/s calculado con la ecuación de Hagen (1982). Para el caso de la rotura el nivel máximo normal de operación cota 885.8 msnm, el caudal pico obtenido de resultado de la simulación con HEC-RAS fue de 28071 m<sup>3</sup>/ con la fórmula de *TYPSA-ECM 1996*. Estos valores resultan ser los más conservadores para este escenario. Los resultados del caudal pico obtenidos para el hidrograma están en el orden de los 25000 m<sup>3</sup>/s lo que indica que en caso de una rotura los efectos sobre las llanura de inundación aguas abajo de la presa seria devastadores por la magnitud de la carga.

La variación de los caudales pico depende directamente del tiempo de rotura, en el escenario H1 las ecuaciones que presentan un tiempo de formación corto arrojan los mayores caudales; esto debido a que la rotura es súbita y la formación de la brecha es rápida ver Grafica 3, 4 y 6. Por el contrario si se tiene un tiempo de formación prolongado el hidrograma se suaviza y el caudal pico que se presenta es bajo, ver Grafica 1,2 y 5.

En el nivel máximo extraordinario, cota 891.6 msnm, el caudal pico fue de 29370 m<sup>3</sup>/s estimado con la ecuación de Reclamation (1982). Para el caso de la rotura el nivel máximo extraordinario cota 891.6 msnm, el caudal pico obtenido del resultado de la simulación con HEC-RAS fue de 33557 m<sup>3</sup>/s con la fórmula de TYPASA-ECM (1996). Estos valores resultan ser los más conservadores para este escenario.

En el análisis de las Gráficas 11 y 12, se observó que la magnitud de los caudales depende del tiempo de formación de la brecha, lo cual indica que la forma geométrica de la brecha es el parámetro menos importante, y que el ancho medio final de la brecha y el tiempo de rotura los que pueden dar lugar a variaciones más significativas en los resultados [14].

El área bajo el hidrograma, es el volumen del agua que ha pasado por la brecha en el intervalo de tiempo de desarrollo del rompimiento, comparando todos los valores arrojados del volumen de descarga en HEC-RAS en promedio son de 13.69 Hm<sup>3</sup>, muy aproximados con los calculados en ArcGis de 14.86 Hm<sup>3</sup> en el nivel máximo normal de operación H1.

Los caudales pico generados por el software y los calculados a través de las ecuaciones empíricas, presentaron una discrepancia considerable debido a que las ecuaciones de predicción dependen de las características del embalse y el software de la geometría de la brecha. Con respecto a lo anterior y comparando los valores de las dos metodologías, ecuaciones contra simulación los valores que presentaron mayor similitud fueron los cálculos por Froehlich y McDonald.

Los hidrogramas para el escenario H2, presentaron una rotura prácticamente instantánea cuando el volumen del agua alcanza la altura de la presa y el desarrollo de la brecha fue progresivo, lo que para el escenario H1 la rotura inicia en la parte interna de la presa y se prolonga hasta la parte superior de la corona,

esta última se vuelve más inestable cuando el nivel del agua se encuentra cercano al calado crítico (cambio de régimen), presentando el hidrograma con una leve variación en su pendiente ver gráfica 11.

Se comparó los caudales pico promediados de las ecuaciones de mejor ajuste estadístico, las cuales proporcionaron valores desfavorables, y en cuanto a los caudales pico de las ecuaciones envolventes presentaron valores conservadores, marcando así un rango de magnitud para los dos escenarios, para el escenario H1: caudal pico de  $8334\text{m}^3/\text{s}$  a  $19945\text{m}^3/\text{s}$  y para el escenario H2: caudal pico de  $9986\text{m}^3/\text{s}$  a  $22715\text{m}^3/\text{s}$ , para el escenario H2 se presenta valores mayores debido a que estas ecuaciones dependen del nivel de la lámina, a mayor lámina mayor los caudales pico.

Considerando la dificultad en la estimación de los parámetros que definen una brecha, la incertidumbre de un caudal de salida simulado es necesariamente alta (MacDonald & Langridge Monopolis, 1984). Casi todas las ecuaciones propuestas se han basado en banco de datos de unos 20 a 50 presas de 4.27m - 92.96m de altura y los datos han sido medidos a una distancia considerable aguas abajo de la presa, pudiendo ser significativamente menores a los que se presentan en el momento de la rotura, esto implica que los resultados difieran para esta investigación por la altura de la presa, ya que sobrepasa el rango de los casos estudiados con una altura de 104.6 m.

Al realizar un análisis de rotura de presa, los parámetros más importantes a tener en cuenta son la altura y el volumen de agua del embalse, ya que estos influyen directamente en las dimensiones finales de la brecha (ancho de fondo) y el tiempo de rotura de ésta.

Verificando la última sección transversal aguas abajo para el escenario H2 con la fórmula de TYPISA en la simulación, la propagación de la onda de rotura se produce de una manera rápida y se obtuvo un caudal de 33627 m<sup>3</sup>. La altura del tirante hidráulico para la última sección fue de 29.63 m, este último valor es la máxima altura del flujo aproximadamente 400 m abajo de la presa y la velocidad con la que se desplazó fue de 54.59 m/s.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se estimaron 7 hidrogramas de salida del Embalse de Bucaramanga que se presentarían durante una eventual rotura de su presa con el software HEC-RAS, que permitió considerar distintas formas de evolución en el tiempo de la abertura de la brecha por donde sale el agua almacenada durante su falla. Se analizaron los resultados de dos escenarios para obtener el caudal máximo y tiempo de formación de la brecha en el momento de la falla. Se definió umbrales de magnitud para encontrar los caudales máximos y mínimos aplicando la metodología recomendada por la US Army Corps of Engineers, donde los caudales pico descargados estarían comprendidos entre los 33024 m<sup>3</sup>/s y 35908 m<sup>3</sup>/s en el caso de que se presenten alguno de las dos situaciones y la formación de la brecha tardaría 12 min aproximadamente.

En el escenario H1 las fórmulas de Gillette y de Reclamation (1996), el tiempo de deformación de la brecha es menor que en el escenario H2, esto debido a que dependen del volumen de agua embalsada. Ahora bien, si se considera una falla por sobrevertido el nivel del embalse aumentan lo que indica que el tiempo de formación y el ancho del fondo de la brecha también aumenten. Del análisis anterior se puede deducir que entre mayor sea el tiempo de formación y el ancho de la brecha el hidrograma tendrá una menor pendiente.

Durante el desarrollo se encontró que una de las limitaciones de HEC-RAS es la modelación de elementos de desagüe puesto que solo considera la ecuación de descarga de compuertas, y no está diseñado para modelar caudales captados o evacuados, lo que implica que haya una sobreestimación de los resultados.

Una de las ventajas del software HEC-RAS es permitir la modelación del flujo no permanente, lo que favoreció al modelo ya que en el momento de una rotura se presenta un cambio de régimen de flujo pasando de subcrítico a supercrítico, esto se evidencio en todas las simulaciones con el número de Froude donde los valores antes de la rotura fueron menores a 1 e iniciada la formación de la brecha el valor de Froude fue superior a 1.

La elaboración del hidrograma de salidas debido al rompimiento de la presa, es un requisito básico para la formulación de cualquier plan de riesgo y emergencia, cabe destacar que es necesario predecir el caudal pico de la descarga, para poder analizar la capacidad de daños que pueda generar éste aguas abajo de la presa. Este tipo de estudios, ayuda a tomar medidas de prevención y mitigación del riesgo en el caso de que se llegara a presentar una rotura de la presa del embalse de Bucaramanga.

Implementar el uso de modelos con este tipo de enfoque es una manera de aproximación a lo que podría ser un fenómeno real, y al impacto que este ocasionaría aguas abajo de la presa.

Es de suma importancia analizar adecuadamente el modelo ya que las dificultades de calibración que se encontraron al momento de la simulación en HEC-RAS fue la no homogeneidad de una sección transversal a otra ocasionando errores como, no ejecutar la simulación, distorsionar las secciones transversales, problemas de inestabilidad del modelo, resaltos bruscos en el hidrograma, entre otros.

Finalmente se recomienda para futuras investigaciones realizar un estudio de las llanuras de inundación aguas abajo de la presa a partir de la revisión previa de los resultados obtenidos en esta investigación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. Frega, Giuseppe y Macchione, Francesco. Formulazione e sviluppo di modelli matematici alle differenze finite per la simulazione della rottura di una diga in materiali sciolti, diciembre de 1992, p. 14. 1992
- [2]. Caballero Acosta, José Humberto y Mejía Peláez, Isabel. Investigación histórica y de campo del derrumbe El Revenidero ocurrido en octubre de 1970, municipio de Uramita, departamento de Antioquia. Revista Ingeominas (Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química, Colombia), No.2, p. 28-56. 1993
- [3]. Caro Peña, Pablo E. y Ávila Álvarez, Guillermo E. Evaluación de un flujo de escombros producido por la falla de una presa en el municipio de Guasca. VII Congreso Colombiano de Geología. IV Conferencia Colombiana de Geología Ambiental. No Exp. 18. Santafé de Bogotá, Colombia. Agosto 27 al 29 de 1996. 1996
- [4]. El Espectador (Periódico de Bogotá, Colombia) La Montañita se derrumbó. Lunes, 8 de febrero de 1999.
- [5]. Wahl, Tony L. Prediction of embankment dam breach parameters, literature review and needs assessment. En: Dam safety operation and maintenance an international technical seminar. Denver, CO, USA: USBR, 1996.
- [6]. Wahl, Tony L. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: A Literature Review and Needs Assessment, Dam Safety Research Report DSO-98-004, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, July 1998.

- [7]. Ponce de León y asociados S.A., Ingenieros consultores, Anexo Técnico, Estudios y Diseños Fase 2 para el Proyecto de Regulación Embalse de Bucaramanga, Mayo de 2008.
- [8]. Integral S.A., Memorando Técnico 03 -Hidrología, Clima y Sedimentos del embalse, documento No: I-2128-MT-03-R2, septiembre de 2011.
- [9]. US Army Corps Engineers. Dam Break Analysis for Elua reservoir hi00117, Kaua'i, hawai'i, Enero de 2008.
- [10]. GARCÍA KABBABE L. A. Parametrización del comportamiento vinculado a los potenciales modos de fallo de las presas de hormigón "El Val" y "guiamets", pertenecientes a la cuenca hidrográfica del ebro. Director: Dr. Ignacio Escuder Bueno. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería hidráulica y medio ambiente, octubre de 2009.
- [11]. RODRÍGUEZ MORENO R. Consecuencias ambientales por falla o rotura de presas en el marco del análisis de riesgos. Director: Jairo A. Romero Rojas, ÉNFASIS: profundización en recursos hidráulicos y medio ambiente, Escuela colombiana de ingeniería, Bogotá, abril 2014.
- [12]. Ven te Chow, Hidráulica de canales abiertos, ISBN: 958-600-228-4, 1994, p. 103-111.
- [13]. Ministerio de Medio Ambiente, Clasificación de presas en función del riesgo potencial – Guía Técnica, España 1996.
- [14]. Ministerio de Medio Ambiente, Guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia, España, junio 2001.

- [15]. Guía técnica de explotación de presas y embalses Tomo1, Analisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses ,Comité Nacional Español De La Comisión Internacional De Grandes Presas,ISBN:978-84-89567-19-1.
- [16]. Integral S.A., Memorando Técnico 06 -Presa, documento No: I-2128-MT-06-R3, septiembre de 2011.
- [17]. Integral S.A., Memorando Técnico 09 -Vertedero, documento No: I-2128-MT-09-R3, septiembre de 2011.
- [18]. INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). Dam Break Flood Analysis. Paris, France: ICOLD. 1995.
- [19]. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC), HEC-RAS. River Analysis System (RAS), HEC-RAS 4.1 User's Manual, versión 4.1, autor(s) Gary W. Brunner,CEIWR-HEC, Enero 2010

## BIBLIOGRAFÍA

Caballero Acosta, José Humberto y Mejía Peláez, Isabel. Investigación histórica y de campo del derrumbe El Revenidero ocurrido en octubre de 1970, municipio de Uramita, departamento de Antioquia. Revista Ingeominas (Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química, Colombia), No.2, p. 28-56. 1993

Caro Peña, Pablo E. y Ávila Álvarez, Guillermo E. Evaluación de un flujo de escombros producido por la falla de una presa en el municipio de Guasca. VII Congreso Colombiano de Geología. IV Conferencia Colombiana de Geología Ambiental. No Exp. 18. Santafé de Bogotá, Colombia. Agosto 27 al 29 de 1996. 1996

El Espectador (Periódico de Bogotá, Colombia) La Montañita se derrumbó. Lunes, 8 de febrero de 1999.

Frega, Giuseppe y Macchione, Francesco. Formulazione e sviluppo di modelli matematici alle differenze finite per la simulazione della rottura di una diga in materiali sciolti, diciembre de 1992, p. 14. 1992

GARCÍA KABBABE L. A. Parametrización del comportamiento vinculado a los potenciales modos de fallo de las presas de hormigón “El Val” y “guiamets”, pertenecientes a la cuenca hidrográfica del ebro. Director: Dr. Ignacio Escuder Bueno. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería hidráulica y medio ambiente, octubre de 2009.

Guía técnica de explotación de presas y embalses Tomo1, Analisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses ,Comité Nacional Español De La Comisión Internacional De Grandes Presas,ISBN:978-84-89567-19-1.

Integral S.A., Memorando Técnico 03 -Hidrología, Clima y Sedimentos del embalse, documento No: I-2128-MT-03-R2, septiembre de 2011.

Integral S.A., Memorando Técnico 06 -Presa, documento No: I-2128-MT-06-R3, septiembre de 2011.

Integral S.A., Memorando Técnico 09 -Vertedero, documento No: I-2128-MT-09-R3, septiembre de 2011.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). Dam Break Flood Analysis. Paris, France: ICOLD. 1995.

Ministerio de Medio Ambiente, Clasificación de presas en función del riesgo potencial – Guía Técnica, España 1996.

Ministerio de Medio Ambiente, Guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia, España, junio 2001.

Ponce de León y asociados S.A., Ingenieros consultores, Anexo Técnico, Estudios y Diseños Fase 2 para el Proyecto de Regulación Embalse de Bucaramanga, Mayo de 2008.

RODRÍGUEZ MORENO R. Consecuencias ambientales por falla o rotura de presas en el marco del análisis de riesgos. Director: Jairo A. Romero Rojas, ÉNFASIS: profundización en recursos hidráulicos y medio ambiente, Escuela colombiana de ingeniería, Bogotá, abril 2014.

US Army Corps Engineers. Dam Break Analysis for Elua reservoir hi00117, Kaua'i, hawai'i, Enero de 2008.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC), HEC-RAS. River Analysis System (RAS), HEC-RAS 4.1 User's Manual, versión 4.1, autor(s) Gary W. Brunner, CEIWR-HEC, Enero 2010

Ven te Chow, Hidráulica de canales abiertos, ISBN: 958-600-228-4, 1994, p. 103-111.

Wahl, Tony L. Prediction of embankment dam breach parameters, literature review and needs assessment. En: Dam safety operation and maintenance an international technical seminar. Denver, CO, USA: USBR, 1996.

Wahl, Tony L. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: A Literature Review and Needs Assessment, Dam Safety Research Report DSO-98-004, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, July 1998.