



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**SIMULACIÓN DE ZONAS DE RIESGO AGUAS ABAJO DE LA
CORTINA DEBIDO A LA ROTURA DE UNA PRESA FLEXIBLE EN EL
ESTADO DE AGUASCALIENTES**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA

PRESENTA:

ING. LEOPOLDO ISAAC ALANIZ CEJA

DIRECTOR DE TESINA: DRA. MA. DEL ROSÍO RUIZ URBANO

MÉXICO, D.F.

JUNIO 2015

RESUMEN

En la actualidad la evaluación de la seguridad de presas se maneja de dos maneras; la primera se enfoca a que la presa no tiene ningún riesgo de fallo, ya que fue construida bajo ciertos criterios rigurosos de diseño, la segunda está orientada a un cierto riesgo que se asume para que la presa llegara a fallar, ésta consideración a pesar de que no parezca precisa, puede ser evaluada y determinada.

Debido a ésta última consideración, es que se ha motivado a que la seguridad de presas sea mayor, ya que muchas presas se van deteriorando con el paso del tiempo; esto ocasiona que sus características con las que fueron diseñadas se vean disminuidas y no se satisfagan los criterios de diseño con las que se construyeron, tanto hidrológicos como sísmicos.

El objetivo de éste trabajo es analizar el riesgo potencial a vidas humanas (población en riesgo) y daños ocasionados por la inundación debida a la rotura de una presa.

Se realizó una simulación de la rotura de una presa propuesta, eligiendo un sitio localizado en el estado de Aguascalientes, México. La simulación se hizo con ayuda del software IBER versión 2.0, ya que éste modelo bidimensional, calcula la posible inundación resolviendo las ecuaciones de St. Venant (ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad). Para dicho análisis se obtuvieron los resultados, se interpretaron y adicionalmente se propuso una solución para disminuir el riesgo al cual la población cercana se vió afectada por este evento extraordinario.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia:

Agradezco infinitamente el apoyo brindado, el éxito es nuestro, yo solo seré el representante de ello. Te agradezco papá, ya que al escuchar tus sabios consejos, orientación y objetividad, pude seguir adelante en mis estudios y formación, tu continuo ejemplo de superación personal ha sido el impulso para llegar a donde estoy ahora

Te agradezco abuelita porque sin importar lo que pasara, estuviste a mi lado con tus atenciones y cuidados siempre apoyándome en mis estudios y cuidando que no perdiera el camino hacia éxito, tú sabes que gran parte de todo esto es gracias a ti.

A mis amigos:

Que sin importar lo lejos que estemos, siempre nos estamos impulsando para llegar a nuestra meta, ya sea por los medios convencionales o por competitividad, que es más nuestra costumbre, hemos logrado conseguir todo esto juntos, gracias ustedes Diego Cruz Merino, Cristian Monge Cabello, César Gibrán Argento Nares, Pablo Galván Vargas, Marco Reyes Monroy, Zair López López, Miguel Ángel Bribiesca, Alfredo Mora Becerril y a los que me faltaron.

A mis profesores:

Que con sus enseñanzas y todo el conocimiento transmitido, me lograré desempeñar satisfactoriamente en mi vida profesional.

Al instituto de Ingeniería:

Que ha sido una parte importante en mi formación como profesionista y en donde he aprendido infinidad de cosas. Agradezco al Dr. Fernando J. González Villarreal por darme ésta gran oportunidad de estar en los proyectos que he participado.

Agradezco de manera especial a Cecilia Téllez Quintanar y a Jonathan G. Bolaños Castillo que fueron los que me daban aliento y orientación para conseguir mis objetivos, así como también a Irving García e Iván Dehesa que siempre me dieron su punto de vista, lo más objetivo posible. Saben que se les estima mucho. También agradezco a Dionisio Calderón, que a pesar de que compartí poco tiempo con él, profesionalmente hablando, aprendí muchas cosas y gané a un amigo.

“El éxito no se logra sólo con cualidades especiales. Es sobre todo un trabajo de constancia, de método y de organización”

Jean-Pierre Sergent

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PANORAMA NACIONAL.....	1
1.2. LA PELIGROSIDAD	1
2. ANTECEDENTES.....	1
2.1. HIDROLOGÍA.....	1
2.2. CONCEPTO DE UNA CUENCA.	1
2.3. ESCURRIMIENTO	4
2.3.1. RELACIONES LLUVIA ESCURRIMIENTO	4
2.4. HIDROGRAMAS.....	5
2.4.1. ESTIMACIÓN GASTO PICO	6
2.5. EMBALSES O PRESAS	10
2.5.1. CORTINAS Y SU CLASIFICACIÓN.....	10
2.5.1.1. SEGÚN SU ALTURA:.....	10
2.5.1.2. SEGÚN SU PROPÓSITO:.....	11
2.5.1.3. SEGÚN EL TIPO DE MATERIALES QUE LA CONSTITUYEN:	11
2.5.1.4. SEGÚN EL TIPO DE CONSTRUCCIÓN:	11
2.6. FALLAS EN PRESAS.	12
2.6.1. CAUSAS DE FALLA EN PRESAS.	12
2.6.2. DETERMINACIÓN DE LA BRECHA	13
2.6.2.1. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE BRECHA	14
2.6.2.1. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE BRECHA	15
2.6.2.2. CONSIDERACIONES PARA PRESAS DE TIERRA.....	16
2.7. MAPAS DE RIESGOS.....	18
2.8. PRESAS QUE HAN PRESENTADO RUPTURA EN SU CORTINA	18
2.8.1. PRESA DE VEGA DE TERA.....	18
2.8.2. PRESA TETON	19
3. CARACTERÍSTICAS DEL SOFTWARE IBER	21
3.1. MÓDULO HIDRODINÁMICO.....	21
3.1.1. SOLUCIÓN NUMÉRICA.....	22

4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	24
4.1. TOPOGRAFÍA.....	24
4.2. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	24
4.2.1. HIDROGRAMA AGUAS ABAJO DE LA PRESA	24
4.3. LOCALIDADES CERCANAS.	25
4.4. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA.....	25
5. SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO.....	27
5.1. RESULTADOS DE LA BRECHA.....	31
5.2. RESULTADOS DE LA INUNDACIÓN.....	33
5.2.1. TIRANTES (CALADO):	33
5.2.2. VELOCIDADES:.....	35
5.2.3. PELIGROSIDAD:.....	35
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	37
6.1. ZONAS DE RIESGO: TIRANTES.	37
6.2. ZONAS DE RIESGO: VELOCIDAD.	38
6.3. ZONAS DE RIESGO: PELIGROSIDAD.	39
7. PROPUESTA DE SOLUCIÓN.....	41
8. CONCLUSIONES.....	44
9. REFERENCIAS.....	45

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de cuencas.	1
Figura 2: Cuenca Hidrológica.	2
Figura 3: Pendiente compensada del cauce principal.	3
Figura 4: Hidrograma anual.	5
Figura 5: Hidrograma aislado.	5
Figura 6.	7
Figura 7: Parámetros de una brecha	14
Figura 9: Brecha Presa Teton.	20
Figura 10: Hidrograma de Salida.	25
Figura 11: Modelo digital de la presa.	26
Figura 12: Modificación del modelo digital: Zona de puente.	27
Figura 13: Modificación del modelo digital; Zona de embalse	27
Figura 14: Modelo Digital en IBER	28
Figura 15: Condiciones de contorno. a) Entradas b) Salidas	29
Figura 16: Condiciones iniciales. Volúmen inicial en el embalse	29
Figura 17: Cuadro de condiciones de la brecha.	31
Figura 18: Tirantes máximos aguas abajo de la cortina	33
Figura 19: Zonas con tirante de 20 cm.	34
Figura 20: Distribución de Velocidades	35
Figura 21: Niveles de Peligro.	36

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Taylor Schwarz pendiente de una cuenca	3
Ecuación 2: Manning	7
Ecuación 3: Ecuación de continuidad.....	7
Ecuación 4: Bernoulli.	8
Ecuación 5	8
Ecuación 6: Pendiente de Fricción	8
Ecuación 7: Estimación del Gasto Pico.....	9
Ecuación 8: Ancho promedio de la brecha Froehlich.....	17
Ecuación 9: Ancho del fondo de la brecha Froehlich	17
Ecuación 10: Tiempo de formación de la brecha Froehlich.....	17

INDICE DE ECUACIONES

Tabla 1: Fórmulas para estimar el gasto pico.....	9
Tabla 2: Recomendaciones de las Geometrías de las brechas aconsejadas.....	15
Tabla 3: Criterios para la construcción de mapas de riesgos.....	18

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PANORAMA NACIONAL

En México, según datos de la Comisión Nacional del Agua, existen 4,500 presas que conforman la infraestructura de Almacenamiento de Agua del país. De las cuales el 17.2% (776) se han clasificado con el nombre de Grandes Presas, ya que cuentan con distintas características como por ejemplo: que su capacidad de almacenamiento sea mayor a 3 hm³ o que tengan una cortina superior a los 15 metros de altura.

Por sus materiales, se ha hecho la clasificación de las presas nacionales, las cuales muestran que el 71% de las cortinas son flexibles, de tierra y roca, mientras que el 27% son de materiales rígidos como mamposterías o concretos. Esta proporción es similar a la que existe en otros países, en que la tercera parte son cortinas rígidas. La distribución de las obras nacionales según el material con que se construyeron está representada en la Figura 1.

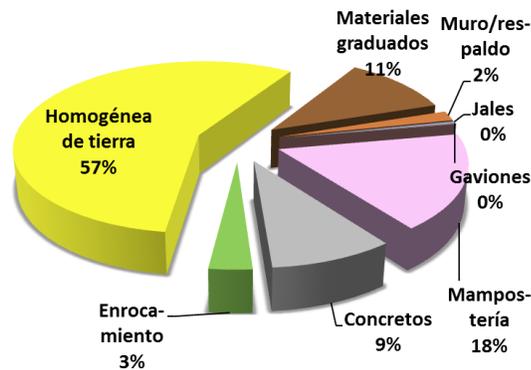


Figura 1: Distribución presas nacionales por sus materiales de construcción.

En 1994 la CONAGUA inicia el Programa Nacional de Seguridad de Presas, que consiste en realizar revisione, obtener sus datos, realizar diagnóstico del estado en que se encuentran sus estructuras y determinar si representan un peligro para los habitantes agua abajo o el entorno cercano.

1.2. LA PELIGROSIDAD

El peligro aguas abajo de una presa está definido, según el Bureau of Reclamation USA (1987), como la pérdida potencial de vidas humanas o daños materiales aguas abajo de una presa, ya sea por descargas controladas (descargas por vertedores) o por la brecha formada por una falla parcial o total en la cortina o el terreno.

También, el peligro o amenaza está definido como la ocurrencia de un evento dado, cuya magnitud pueda ocasionar daños a los bienes susceptibles expuestos y, para el caso del control de inundaciones, a

INTRODUCCIÓN

menudo son estimados en función de uno o distintos periodos de retorno. En caso de inundaciones pueden existir dos componentes peligrosas:

1) La profundidad de la inundación.

2) La velocidad del flujo.

El riesgo se define como la probabilidad de que ocurran daños ante la presencia de un evento (peligro), en función de la susceptibilidad de los bienes expuestos (vulnerabilidad). Para la toma de decisiones es común que el riesgo sea expresado en términos de pérdidas económicas.

Típicamente, las zonas de peligro de inundación se definen en función de la profundidad de ésta, la velocidad de flujo y, en algunas ocasiones, el producto de ambas. En México existen zonas en las que el tirante de inundación es la causa principal de los daños, sin embargo, cuando se analiza la ruptura de la cortina o la descarga de un vertedor, es necesario considerar también las velocidades presentadas.

2. ANTECEDENTES

Todas las presas deben estar diseñadas para una avenida relativamente grande sin que se presente la falla, aún cuando no existan daños potenciales aguas abajo en la fecha que se realice el análisis. Las zonas aguas abajo de las presas deberían ser evaluadas para determinar las necesidades de comprar las tierras, administrar la planicie de inundación u otros métodos para prevenir mayores daños.

2.1. HIDROLOGÍA.

Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

2.1.1. CONCEPTO DE UNA CUENCA.

Una cuenca superficial es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar. (Figura 2)

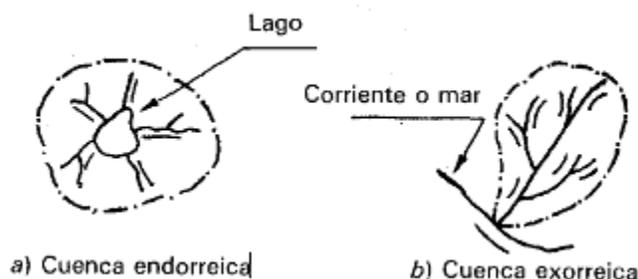


Figura 2: Tipos de cuencas.

El Área de una cuenca es la superficie en proyección horizontal delimitada por un parteaguas.

La corriente principal es la corriente que pasa por la salida de la misma cuenca. Éste término solamente se utiliza para cuencas exorreicas.

Las demás corrientes que se presentan en la cuenca son denominadas tributarias. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, la cuenca responderá más rápidamente ante las precipitaciones.

ANTECEDENTES

El orden de corrientes se determina como se muestra en la Figura 3. La corriente de orden 1 es aquella que su tributario no tiene ramificaciones, una corriente de orden 2 es aquella que tiene tributarios de orden 1, es decir, que dos tributarios de orden 1 forman uno de orden 2.

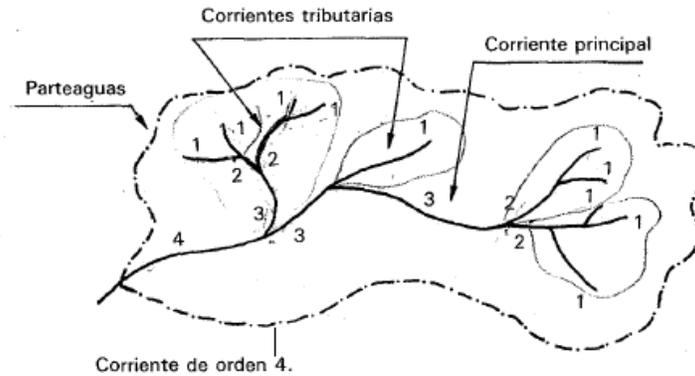


Figura 3: Cuenca Hidrológica.

Existen otros indicadores de la eficiencia de una cuenca, como son la densidad de corriente y la densidad de drenaje.

La Densidad de Corriente (D_s) es el número de corrientes perennes o intermitentes por unidad de área y se define de la siguiente manera:

$$D_s = \frac{N_s}{A}$$

Donde:

D_s es la densidad de corriente.

N_s es el número de corrientes perennes o intermitentes.

A es el área de la cuenca.

La Densidad de Drenaje (D_d) se define como la longitud de corrientes por unidad de área y su ecuación queda de la siguiente manera:

$$D_d = \frac{L_s}{A}$$

Donde:

D_d es la densidad de drenaje.

ANTECEDENTES

L_s es la longitud total de corrientes.

A es el área de la cuenca.

La pendiente de una cuenca nos es igual a lo largo de la misma, por lo que existen tres formas de definirla, las cuales se muestran a continuación:

- a) La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud en planta
- b) La pendiente media es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea. (Figura 4)

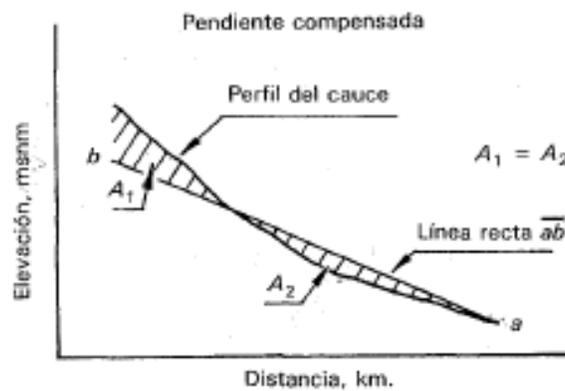


Figura 4: Pendiente compensada del cauce principal.

- c) Taylor y Schwarz proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

Para calcular la pendiente por el método de Taylor y Schwarz se utiliza la ecuación siguiente:

$$S = \left(\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{l_3}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right)^2$$

Ecuación 1: Taylor Schwarz pendiente de una cuenca

Donde:

L es la longitud total del cauce.

l_m es la longitud del tramo m .

ANTECEDENTES

S_m es la pendiente del tramo m.

2.1.2. ESCURRIMIENTO

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre -una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada- sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

El *escurrimiento superficial*, es el flujo sobre el terreno junto con el escurrimiento de las corrientes.

El *escurrimiento subsuperficial* es aquella que parte de la precipitación que se infiltra y escurre cerca de la superficie o más o menos paralela a él.

El *escurrimiento subterráneo* es aquella parte de la precipitación que se infiltra hasta niveles inferiores al freático.

2.1.2.1. RELACIONES LLUVIA ESCURRIMIENTO

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la *precipitación en exceso o efectiva* y que constituye el *escurrimiento directo*. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el *escurrimiento base*.

El escurrimiento sub superficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguido de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

ANTECEDENTES

2.1.3. HIDROGRAMAS.

Se le llama Hidrograma a la gráfica que relaciona los valores de las mediciones de un gasto (volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) con respecto a un tiempo determinado (Figura 5)

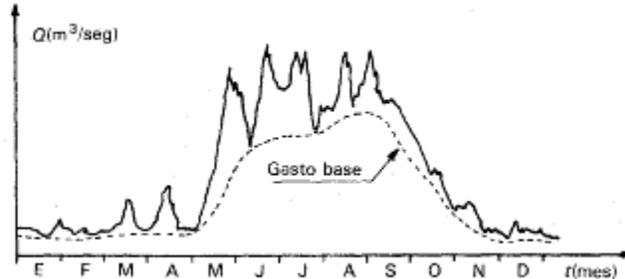


Figura 5: Hidrograma anual.

Si la escala de tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se obtendría un gráfico como el que se muestra en la Figura 6. Cabe destacar que los hidrogramas producidos por tormentas particulares varían no solo de una cuenca a otra, sino también de una tormenta a otra.

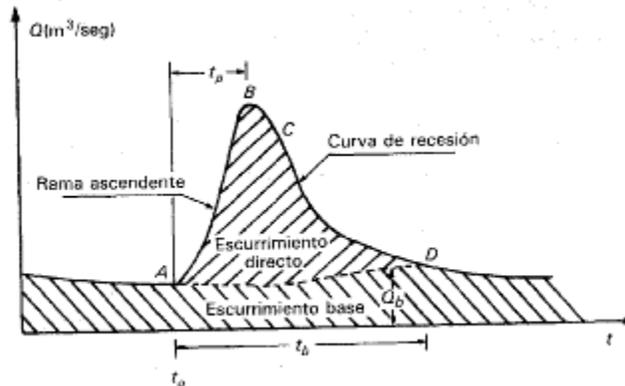


Figura 6: Hidrograma aislado.

Como se puede observar en la Figura 6, se pueden distinguir las partes de un hidrograma, las cuales se explican a continuación:

- A: *Punto de levantamiento.* En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc

ANTECEDENTES

B: Pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C: Punto de inflexión. En éste punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D: Final del escurrimiento directo. De éste punto en adelante es solo origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

T_p: Tiempo de pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento en adelante.

T_b: Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento, es decir, es el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

El tiempo de un hidrograma puede ser desde algunos minutos hasta varios días, y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos.

El área bajo la curva del hidrograma es el volumen total escurrido, y el área bajo la curva del hidrograma y la línea de separación entre el escurrimiento base y el directo es el volumen de escurrimiento directo.

2.1.3.1. ESTIMACIÓN GASTO PICO

- RELACIÓN SECCIÓN PENDIENTE

Éste método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún tipo de aforos.

ANTECEDENTES

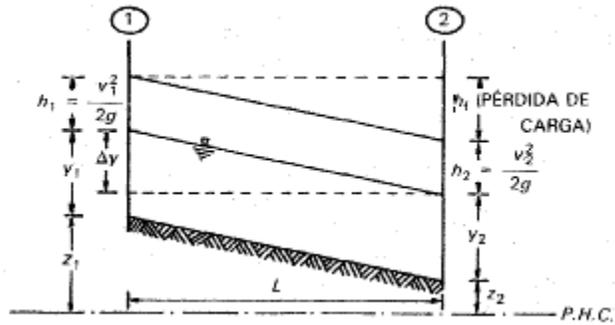


Figura 7.

Se puede estimar el gasto pico de una avenida, sabiendo el nivel máximo que ocupó el agua durante la avenida y la topografía del cauce. Según la fórmula de Manning la velocidad es:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 2: Manning

Donde:

v es la velocidad del cauce.

R es el radio hidráulico que es la relación del Área entre el perímetro mojado (A/P).

S es la pendiente de la línea de energía específica.

n es el coeficiente de rugosidad del cauce.

Además de la ecuación de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = v A$$

Ecuación 3: Ecuación de continuidad

Donde:

Q es el gasto del cauce.

A es el área hidráulica

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los extremos inicial y final del tramo (Figura 7) resulta:

ANTECEDENTES

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

Ecuación 4: Bernoulli.

Aplicando la Ecuación 3 en la Ecuación 4 y despejando las pérdidas nos queda:

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)$$

Donde:

$\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2)$. Diferencia en elevación de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos

Observando la Figura 7. Se puede interpretar que las pérdidas por fricción es la multiplicación de la pendiente de fricción por la longitud de estudio, expresada en forma de ecuación se puede escribir de la siguiente manera:

$$h_f = S_f * L$$

Ecuación 5

También se puede sustituir la ecuación Ecuación 2 en la Ecuación 3 y obtener la siguiente expresión:

$$Q = \left(\frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \right) * A \quad \Rightarrow \quad Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}}$$

Para facilitar el manejo de la expresión se toma como constante K_d lo siguiente:

$$K_d = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} \quad \therefore \quad Q = K_d * S_f^{\frac{1}{2}}$$

Despejando la pendiente de fricción obtenemos:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K_d} \right)^2$$

Ecuación 6: Pendiente de Fricción

Sustituyendo la Ecuación 6 en la Ecuación 5 la expresión queda de la siguiente manera:

$$h_f = \left(\frac{Q}{K_d} \right)^2 * L$$

Sustituyendo la expresión anterior en el despeje de la Ecuación 4 (Ecuación de Bernoulli) obtenemos:

ANTECEDENTES

$$\left(\frac{Q}{K_d}\right)^2 * L = \Delta y + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right)$$

Despejamos el Gasto y obtenemos:

$$\left(\frac{Q}{K_d}\right)^2 - \frac{Q^2}{2Lg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right) = \frac{\Delta y}{L} \quad \Rightarrow \quad Q^2 \left[\left(\frac{1}{K_d}\right)^2 - \frac{1}{2Lg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right) \right] = \frac{\Delta y}{L}$$

$$Q^2 = \frac{\Delta y/L}{\left[\left(\frac{1}{K_d}\right)^2 - \frac{1}{2Lg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right) \right]} \quad \Rightarrow \quad Q = \frac{\sqrt{\Delta y/L}}{\sqrt{\left[\left(\frac{1}{K_d}\right)^2 - \frac{1}{2Lg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right) \right]}}$$

Ecuación 7: Estimación del Gasto Pico.

Es así que con la Ecuación 7 se puede Estimar el Gasto pico de una avenida.

- **FÓRMULAS EMPÍRICAS**

Existen fórmulas empíricas para estimar el gasto pico causado por una falla gradual de la presa han sido presentadas por Kirkpatrick (1977), Hagen (1982), K. Singh y Snorrason (1984), MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Soil Conservation Service (1981, 1985), Bureau of Reclamation (1982), Evans (1986), Dewey y Gillette (1993) y Froelich (1987, 1995).

A continuación se muestran las fórmulas empíricas de uso más común (en unidades técnica internacional):

Nombre (fecha), variable independiente	Ecuación
Froelich (1995), $f(V_w, h_w)$	$Q_p = 0.607(V_w^{0.293h} h_w^{1.24})$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984), $f(V_w, h_w)$	$Q_p = 3.85(V_w h_w)^{0.411}$
McDonald y Langridge-Monopolis(1984), $f(V_w, h_w)$	$Q_p = 1.154(V_w h_w)^{0.412}$
Kirkpatrick (1977), $f(h_w)$	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.3}$
SCS (1981), $f(h_w)$	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.83}$
Reclamation (1982), $f(h_w)$	$Q_p = 19.1(h_d)^{1.83}$
Costa (1985), $f(S, h_d)$	$Q_p = 0.981(S * h_d)^{0.42}$
Hagen (1982), $f(S, h_d)$	$Q_p = 0.54(S * h_d)^{0.5}$
Costa (1985), envolvente $f(S, h_d)$	$Q_p = 2.634(S * h_w)^{0.44}$
Evans(1986), $f(V_w)$	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$
Singh and Snorrason (1984), $f(S)$	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$
Costa (1985), envolvente, $f(S)$	$Q_p = 1.122(S)^{0.57}$
Singh y Snorrason (1984), $f(h_d)$	$Q_p = 13.4(h_p)^{1.89}$

Tabla 1: Fórmulas para estimar el gasto pico.

ANTECEDENTES

Donde:

Qp: descarga pico por la brecha calculada (m³ /s).

Vw: es el volumen del embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m³).

hw: altura del agua en el embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m).

hd: altura de la presa (m).

S: capacidad de almacenamiento del embalse (m³).

2.2. EMBALSES O PRESAS

Un embalse sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos.

2.2.1. CORTINAS Y SU CLASIFICACIÓN

Para poder lograr un almacenamiento, se requiere de una estructura llamada cortina, la cual se define de la siguiente manera:

Cortina: Es una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

Para poder distinguir la diferencia entre una cortina y otra se han hecho diferentes tipos de clasificaciones las cuales se mencionan a continuación:

2.2.1.1. SEGÚN SU ALTURA:

La altura de la cortina es una de las formas más comunes de clasificación, es por ello que la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) a determinado un criterio para la clasificación de dichas cortinas, el cual se muestra a continuación:

Tamaño	Altura de la Cortina	Almacenamiento
Grande	Mayor o igual a 15 m	-
	Entre 5 y 15 m	mayor a 3 hm ³
Pequeña	Entre 5 y 15 m	Entre 0.5 hm ³ y 3 hm ³

ANTECEDENTES

Bordo	Menor a 3 m	Menor a 0.5 hm ³
-------	-------------	-----------------------------

Fuente: Capítulo 4. Infraestructura Hidráulica. CONAGUA. 2009

2.2.1.2. SEGÚN SU PROPÓSITO:

Ésta clasificación se refiere a la función por la que fue construida. Las más usuales son:

- Presas filtrantes o diques de retención.
- Presas para el control de avenidas.
- Presas de derivación.
- Presas de almacenamiento.
- Presas Hidroeléctricas.

2.2.1.3. SEGÚN EL TIPO DE MATERIALES QUE LA CONSTITUYEN:

Los materiales con los cuales se construyen una presa son de gran importancia, ya que éstos limitan la construcción de las mismas, es por ello que se clasifican en tres grandes grupos:

- Concreto o mampostería.
- Enrocamiento.
- Tierra.

2.2.1.4. SEGÚN EL TIPO DE CONSTRUCCIÓN:

También se pueden clasificar por su construcción y su forma, como se muestra a continuación:

PRESA DE GRAVEDAD

Es aquella en la que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo, por lo que éste debe ser suficientemente estable para soportar el peso de la presa y del embalse. Constituyen las represas de mayor durabilidad y que menor mantenimiento requieren.

PRESA DE ARCO

Es aquella en la que su propia forma es la encargada de resistir el empuje del agua. Debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia las laderas de la cerrada, se requiere que ésta sea de roca muy dura y resistente. Constituyen las represas más innovadoras en cuanto al diseño y que menor cantidad de hormigón se necesita para su construcción.

PRESA DE BÓVEDA O DE DOBLE ARCO

ANTECEDENTES

Quando la presa tiene curvatura en el plano vertical y en el plano horizontal, también se denomina de bóveda. Para lograr sus complejas formas se construyen con hormigón y requieren gran habilidad y experiencia de sus constructores que deben recurrir a sistemas constructivos poco comunes.

PRESA DE ARCO-GRAVEDAD

Combina características de las presas de arco y las presas de gravedad y se considera una solución de compromiso entre los dos tipos. Tiene forma curva para dirigir la mayor parte del esfuerzo contra las paredes de un cañón o un valle, que sirven de apoyo al arco de la presa. Además, el muro de contención tiene más espesor en la base y el peso de la presa permite soportar parte del empuje del agua. Este tipo de presa precisa menor volumen de relleno que una presa de gravedad.

PRESA DE MACHONES O CONTRAFUERTES

Éstas cortinas constituyen dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidrostático y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten la carga a la cimentación a lo largos de planos verticales

PRESA HOMOGÉNEA DE TIERRA

El cuerpo total de la cortina está formado únicamente de tierra, con ambos taludes cubiertos por enrocamiento. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da una compactación.

PRESA HOMOGÉNEA DE ENROCAMIENTO

Están constituidas principalmente de enrocamiento, pero pueden presentar paramentos aguas arriba de losas de concreto hidráulico o asfáltico, placas de acero o madera.

Éste tipo de cortinas, con losas de concreto en el paramento mojado se habían abandonado debido a que las losas se fracturaban por los asentamientos del enrocamiento.

PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS

Éste tipo de cortina consiste en una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba de dicha sección.

Los materiales colocados en el cuerpo de la cortina dependen en gran medida de la disponibilidad de materiales en la región, de la economía y de las características mecánicas de los mismos

2.3. FALLAS EN PRESAS.

2.3.1. CAUSAS DE FALLA EN PRESAS.

Las causas de falla en presas pueden deberse al desbordamiento debido a vertederos insuficientes durante grandes avenidas de entrada al embalse, por flujo interno o tubificación dentro de la cortina o a

ANTECEDENTES

lo largo de conductos internos, deslizamiento de taludes, daños por sismo, licuación o deslizamientos de laderas que generan olas en el embalse. Cabe mencionar que en la formación de la brecha o ruptura, se involucran aspectos hidráulicos, hidrodinámicos, hidrológicos, transporte de sedimentos, y geotécnicos.

Según el cuerpo de ingenieros, las principales causas de fallas en presas son las siguientes:

- Sismo
- Deslizamientos
- Tormentas extremas
- Tubificación
- Funcionamiento inadecuado de los equipos
- Daño estructural
- Falla en la cimentación
- Sabotaje

2.3.2. DETERMINACIÓN DE LA BRECHA

La brecha es la abertura que se forma en una presa cuando ésta falla. La forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación son elementos de gran incertidumbre dentro del análisis de la rotura de una presa. Aún cuando las causas de una falla hayan sido identificados (ej.: sifonamiento o sobrepaso), los mecanismos reales de la falla no son bien entendidos ni para las presas de tierra ni para las presas de gravedad. En los primeros intentos de predecir la descarga debido a una rotura de presa, era usual suponer que la presa fallaba completa e instantáneamente. Esta suposición, que facilitaba las técnicas matemáticas de tránsito utilizadas en esos momentos, era algo apropiada para las presas de arco pero no era correcta para las presas de tierra y las presas de gravedad.

Los parámetros que definen la magnitud del pico y la forma del hidrograma de la descarga incluyen:

- ✓ Las dimensiones y la forma de la brecha
- ✓ El tiempo de desarrollo
- ✓ La profundidad y volumen del agua almacenada en el reservorio
- ✓ El caudal ingresando al reservorio al momento de la rotura

Los dos primeros parámetros dependen significativamente del tipo de presa según sus materiales y de la causa de la falla; es por ello que la literatura de rotura de presas separa el análisis en dos grupos: presas de materiales sueltos (tierra y tierra-enrocado) y presas rígidas (hormigón y mampostería).

ANTECEDENTES

2.3.2.1. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE BRECHA

Los parámetros de una brecha incluyen todos aquellos parámetros necesarios para describir físicamente una 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 siguiente figura.

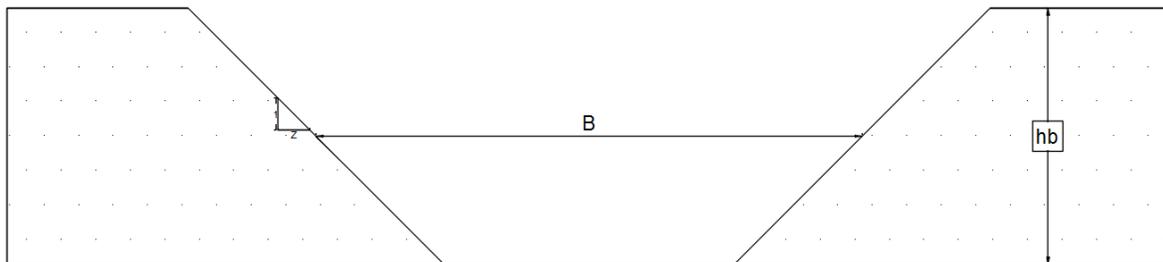


Figura 8: Parámetros de una brecha

Donde:

Profundidad de la brecha (h_b): es la extensión en vertical de la brecha, medida desde la cresta hacia abajo, hasta el invertido de la brecha. En algunas publicaciones también se habla de *Carga sobre la brecha*, se refiere a la distancia medida desde la altura de agua en el reservorio hasta el invertido de la brecha.

Ancho de la brecha (B): tanto el ancho final de la brecha como su tasa de expansión puede afectar dramáticamente la tasa de descarga y el nivel de inundación aguas abajo de la presa. Los casos de estudios típicamente reportan el ancho promedio de la brecha en su parte superior o en la inferior.

Pendientes laterales de la brecha: el valor de las pendientes laterales define la forma de la brecha. Este factor generalmente tiene poca influencia.

Los parámetros de tiempo que nos interesan son los siguientes:

Tiempo de inicio de la brecha: comienza cuando se presenta la descarga de los primeros caudales sobre o a través de la presa que dan inicio al aviso de alerta o evacuación por potencial falla de presa. Esta fase termina cuando comienza la fase de formación de la brecha. En la fase inicio, la presa aún no falló y la descarga de la presa es pequeña. Durante la fase de iniciación es posible para la presa sobrevivir si el sobrepaso o la erosión se detienen.

El tiempo de inicio de la brecha es un parámetro importante debido a que impacta directamente en la cantidad de tiempo de aviso disponible para evacuar la población aguas abajo. A pesar de esto, el tiempo

ANTECEDENTES

de inicio de brecha no siempre se reporta en los estudios de roturas de presas. Más aun, en programas como Dambrk o Fldwav no es un parámetro de ingreso del modelo. Existen actualmente pocas guías disponibles para la selección de los tiempos de inicio de brecha.

Tiempo de formación de la brecha (algunas veces mencionado como tiempo de desarrollo de la brecha): 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 sobrepaso, se considera desde el momento en que la presa se haya erosionado como resultado de la descarga. En la fase inicio, la presa aún no falló y la descarga de la presa es pequeña. La descarga puede consistir en un sobrepaso de apenas unos centímetros sobre el coronamiento o la descarga desarrollándose a través de un canal de infiltración. Durante la fase de iniciación es posible para la presa sobrevivir si el sobrepaso o la erosión se detienen.

2.3.2.1. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE BRECHA

Para estimar los parámetros de la brecha suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, y que en general han sido deducidas a partir de análisis de regresión sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas.

Existen métodos basados en los procesos físicos: predicen el desarrollo de la brecha o la descarga resultante utilizando modelos de erosión basados en principios hidráulicos, del transporte de sedimentos y de mecánica de los suelos.

Wahl (1998) documentó los modelos numéricos y empíricos existentes utilizados para predecir los parámetros de las brechas. Los cuales se observan a continuación:

Resumen de las Geometrías de brechas aconsejadas (Modelo U.S. Army Corps of Engineers y de Fread en el National Weather Service, 1977)			
Tipo de presa	Ancho Promedio de la brecha (expresado como altura de la Presa)	Talud lateral de brecha Z_b (Z_b horizontal: 1 vertical)	Tiempo de falla (horas)
Presa de materiales sueltos	Min: 0,4 Max.: 13 Medio: 4	Min: 0 Máx.: 6 Media: 1	Min.: 0,1 Max.: 12 Media: 2
Presa de gravedad	Número entero de tamaño de bloques monolíticos	Vertical a 1:1	0,1 a 0,5
Presa de arco	Ancho total del valle	Talud del valle	0 a 0,1

Tabla 2: Recomendaciones de las Geometrías de las brechas aconsejadas.

ANTECEDENTES

2.3.2.2. *CONSIDERACIONES PARA PRESAS DE TIERRA*

Estas presas exceden en número a los otros tipos de presas y no tienden a fallar completamente y tampoco fallan instantáneamente. Una vez que la falla inicia, el agua descargada erosiona la zona de falla hasta que el agua del embalse sea vaciada por completo o la zona de ruptura equilibre la erosión presentada. La geometría de la ruptura final en cortinas de tierra tienen un ancho promedio b , en el rango de:

$$Hd < b < 3hd$$

Donde hd es la altura de la cortina. Los anchos de la brecha de la cortina es mucho menor que la longitud total de la cortina. También, la brecha requiere un intervalo finito para de tiempo para su formación El tiempo total de falla puede variar de unos pocos minutos a unas pocas horas, dependiendo de la altura de la cortina, el tipo de materiales usados en su construcción y la magnitud y duración del flujo de agua descargado.

Para fallas en presas de material suelto los parámetros pueden ser estimados por distintos procedimientos, algunos de los cuales se mencionan a continuación:

MacDonald y Langridge-Monopolis (1984) proponen fórmulas para calcular el volumen de la brecha y el tiempo de formación de ésta, en función del volumen de agua en el embalse y de su correspondiente nivel.

Singh y Scarlatos (1988) deducen, a partir de datos de 52 casos reales de rotura, relaciones entre los anchos superior e inferior de la brecha y dan rangos de tiempos de formación de la misma.

U. S. Bureau of Reclamation (1988) propone una expresión para evaluar el ancho de la brecha en función de la profundidad del agua en el embalse y otra para estimar el tiempo de desarrollo de la brecha en términos del ancho previamente calculado.

Dewey y Gillette (1993) proponen expresiones para la estimación del ancho medio de la brecha y de su tiempo de desarrollo, en términos de la profundidad de agua en el embalse y de un coeficiente que es función del volumen del mismo.

Froehlich (1995) presenta fórmulas para calcular el ancho medio de la brecha, y su tiempo de formación, en función de la profundidad final de la brecha y del volumen de agua por encima del fondo de la misma, empleando un coeficiente distinto, según la rotura se haya producido por rebasamiento (overtopping) o por tubificación (pipping);

$$B_{prom} = 0.27 * K_0 * V_w^{0.32} * H_b^{0.04}$$

ANTECEDENTES

Ecuación 8: Ancho promedio de la brecha Froehlich

Donde:

B_{prom} : Ancho de la Brecha promedio

K_0 : Constante de Falla (si es falla por desbordamiento su valor es de 1.3 de lo contrario es 1)

V_w : Volumen del agua almacenada en el embalse en el momento de la falla (m^3)

H_b : Altura de la brecha (m)

$$B_b = B_{prom} - H_b \quad \text{para } B_{prom} - (H_b * Z_b) > 0$$

Ecuación 9: Ancho del fondo de la brecha Froehlich

Donde:

B_b : Ancho del fondo de la Brecha.

Z_b : Es la relación H-V en la brecha (Z(H):1(H)) si la brecha es trapezoidal Z=1; si es cuadrada Z=0

$$Tf = 63.2 * \left(\frac{V_w}{g * H_b^2} \right)^{0.5}$$

Ecuación 10: Tiempo de formación de la brecha Froehlich.

Donde:

Tf : Tiempo de formación de la brecha (s).

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Ministerio de Medio Ambiente de España, MMA, (1996) sugiere, para estudios de riesgo de rotura de presas, expresiones y rangos de valores para estimar la forma, las dimensiones y el tiempo de formación de la brecha, en función del tipo constructivo de presa (materiales sueltos, hormigón-gravedad, bóveda), y del volumen y nivel del embalse.

ANTECEDENTES

2.4. MAPAS DE RIESGOS.

El objetivo de un mapa de riesgo de inundación es identificar las zonas de acuerdo al riesgo estimado en cada una, cuantificar los daños potenciales bajo diferentes escenarios y posibilitar un análisis costo-beneficio que involucre diferentes propuestas de solución.

Es importante delimitar las zonas que representen un peligro para la vida no solo por estar expuestas a flujos de inundación, sino también por el tirante y la velocidad que pueda presentar el flujo.

En México no se cuenta con unos criterios establecidos para detectar las zonas de peligro, por ello que nos apoyemos en diversos criterios como los que se muestran a continuación:

CRITERIOS INVOLUCRADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE MAPAS DE RIESGO POR INUNDACIÓN			
Parámetro Hidráulico	Calado	Velocidad	Peligrosidad
CRITERIO	(m)	(m/s)	(m ² /S)
Estados Unidos	0.30	2.60	-
España	1.00	1.00	0.50
Denver (Wright-Mc Laughlin. 1969)	0.45	-	-
Mendoza (Nanía. 1999)	0.30	-	-
Clarck Country (CCRFCD. 1999)	0.30	-	0.55
Témez (Témez. 1992)	1.00	1.00	0.50
Overtuning Stability (UPC. 2001)	-	-	0.45
OFEG (Ocean Facilities Exchange Group)			
Peligrosidad Alta	-	-	>2.00
Peligrosidad Mediana	-	-	1.00 ≤ I ≤ 2.00
Peligrosidad Moderada	-	-	0.50 ≤ I ≤ 1.00
Peligrosidad Baja	-	-	<0.50

Tabla 3: Criterios para la construcción de mapas de riesgos.

2.5. PRESAS QUE HAN PRESENTADO RUPTURA EN SU CORTINA

2.5.1. PRESA DE VEGA DE TERA

La presa Vega de Tera fue un pequeño aprovechamiento hidroeléctrico situado en el curso del río Tera a su paso por la comarca de Sanabria en España.

Ésta presa formó parte de un sistema más amplio de lagos artificiales y canales denominados Salto de Moncabril que surgieron de la necesidad de obtener fuentes de energía durante el franquismo

La rotura de la presa se presentó el 9 de enero de 1959, época de lluvias en la zona de Zamora, España. La cortina era de contrafuertes de mampostería y el embalse se encontraba en los niveles máximos debido a las lluvias torrenciales que se presentaron en los días previos.

El derrumbe de la presa liberó aproximadamente ocho millones de metros cúbicos de agua que se dirigieron hacia el cañón del río Tera y que, en su bajada, arrasó el pueblo de Ribadelago localizado a 8

ANTECEDENTES

kilómetros de la presa, esto ocasionó la pérdida de muchas edificaciones, el 75% del ganado pereció, además de la muerte de 144 personas, de las cuales solo se lograron recuperar 28 cuerpos.

Los análisis del auscultista Ricardo Fernández Cuevas dieron a conocer que la presa falló debido a una construcción deficiente, ya que la cimentación en los contrafuertes fue muy superficial y la roca era la peor en el sitio; así como también se menciona que la rotura de la presa se dio dos años después de su construcción.



2.5.2. PRESA TETON

La presa de Teton, así llamada por el río donde se encontraba, fue una presa de tierra construida en el estado de Idaho, entre los condados de Fremont y Madisón, cuyas funciones eran proveer agua para irrigación, protección contra inundación, generación de energía eléctrica y recreación. Su construcción finalizó en Noviembre de 1975 y solo aguantó en pie hasta el 5 de Junio de 1976. Su colapso no se debió a un gran desastre natural ni a una excesiva megalomanía a la hora de concebir la estructura. En realidad fue debido a un mal diseño inicial. Algo sorprendente, ya que fue diseñada por el US Bureau of Reclamation (institución que depende del ministerio del interior de los EEUU), una autoridad mundial en el diseño y construcción de presas.

Las dimensiones eran de 93m de alto aproximadamente, 940 metros de largo y un ancho de la base de 520 m. Su capacidad era de 288, 954.000 m³. Su coste de construcción fue en torno a los 100 millones de dólares pero el gobierno se vio obligado a pagar unos 300 millones más en indemnizaciones debidas a los prejuicios ocasionados por la inundación posterior al colapso. El costo total de los daños provocados llegó a considerarse de 2.000 millones de dólares. Finalmente, el coste en vidas se calcula en 14 personas y 13.000 cabezas de ganado

ANTECEDENTES



Figura 9: Brecha Presa Teton.

3. CARACTERÍSTICAS DEL SOFTWARE IBER

Iber es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo en lámina libre y procesos de transporte en ríos y estuarios, desarrollado en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua.

El modelo Iber se puede descargar gratuitamente desde internet y se complementa con otras acciones a su alrededor, que incluyen actividades de formación en modelización numérica bidimensional, distribución de casos prácticos, foro de consultas y asistencias técnicas.

Se eligió el software IBER ya que utiliza es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente, además de que simula también rotura de brechas.

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos, nosotros nos centraremos en el módulo hidrodinámico. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros.

3.1. MÓDULO HIDRODINÁMICO

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios y zonas costeras. La hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple de forma habitual en ríos y estuarios, siempre y cuando no existan procesos relevantes de estratificación debido a diferencias de salinidad, de temperatura o al viento.

El módulo hidrodinámico de Iber tiene la capacidad de considerar los siguientes procesos:

- Flujo no estacionario en régimen rápido y en régimen lento
- Formación de resaltos hidráulicos no estacionarios
- Fricción de fondo según formulación de Manning
- Frentes de inundación no estacionarios
- Tensiones turbulentas calculadas según diversos modelos de turbulencia
- Variación temporal de la cota del fondo debido a transporte de sedimentos
- Condiciones de contorno abierto tipo: hidrograma, nivel de marea, vertido crítico, vertedero, curva de gasto
- Condiciones de contorno tipo pared: deslizamiento libre, fricción de pared según ley logarítmica

CARACTERÍSTICAS DEL SOFTWARE IBER

- Condiciones de contorno internas: puentes, vertederos, compuertas, alcantarilla
- Formación de brecha en presas para estudios de rotura de presas
- Infiltración según las formulaciones de: Green-Ampt, Horton, Lineal
- Rozamiento superficial por viento según formulación de Van Dorn
- Salida de resultados de Riesgo según RDPH
- Utilidades para el cálculo de la zona de flujo preferente según RDPH

En el software Iber se resuelven las ecuaciones de conservación de masa y de momento en las dos direcciones horizontales, que expresadas matemáticamente son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} + 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

donde h es el tirante; U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad; g es la aceleración de la gravedad; Z_s es la elevación de la lámina libre; τ_s , es la fricción en la superficie libre, debida al rozamiento producido por el viento; τ_b es la fricción debido al rozamiento de fondo; ρ es la densidad del agua; Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra; λ es la latitud del punto considerado; τ_{xx}^e , τ_{xy}^e y τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales y M_s , M_x y M_y son la fuente, sumidero de masa y de momento, respectivamente, mediante los cuales se realiza la modelación de precipitación, infiltración y sumideros.

3.1.1. SOLUCIÓN NUMÉRICA

Para la solución numérica, Iber utiliza el método de volúmenes finitos, ya que es uno de los más extendidos y empleados en la dinámica de fluidos computacional. Las características de estos esquemas de Iber, son (Iber, 2012):

- Esquemas en volúmenes finitos, de forma integral y conservativa.

CARACTERÍSTICAS DEL SOFTWARE IBER

- Mallado no-estructurado. Mallas formadas por elementos de 3 o 4 lados.
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variado.
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variable.
- Solución de las ecuaciones, mediante esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución.
- Tratamiento descentrado del término fuente pendiente del fondo.
- Esquemas de orden 1 y 2.
- Esquemas explícitos en tiempo.
- Tratamiento de frentes seco-mojado no estacionarios.

4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

La presa de estudio se encuentra localizada en el estado de Aguascalientes, México, en la región hidrológica número 12, Lerma Santiago.

4.1. TOPOGRAFÍA.

Para la topografía del sitio se consideraron los siguientes Modelos Digitales de Elevación:

- Continuo de Elevaciones Mexicano CEM 3.0 (INEGI). Con resolución de 1" de arco, equivalente a mallas de 15 x 15 metros.
- ASTER GDEM Worldwide Elevation DATA. Modelo Americano con resolución de 1.5" de arco, equivalente a una malla de 45 x 45 metros.
- SRTM (Shuttle Radar Topography Mission). Modelo Americano con resolución de 3 " de arco, equivalente a un tamaño de malla de 60 x 60 metros.
- Levantamientos de alta resolución LIDAR, con tamaños de malla de 5 x 5 metros, tipo terreno.

De los cuatro modelos digitales de elevaciones que se mencionan anteriormente se eligió el LIDAR, ya que proporciona con una mayor precisión y detalle las elevaciones de la zona de estudio, esto es, fuera de formatos cartográficos preestablecidos y con resolución uniforme bajo un marco de referencia vertical y horizontal específico.

Los modelos digitales de elevación (LIDAR) que se utilizaron para el análisis de la presa se obtuvieron de la página del INEGI.

Se les hicieron modificaciones a los modelos digitales para exportarlos al software IBER, tales como la inserción de la presa y la eliminación de los puentes que cruzaban los cauces de estudio.

4.2. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

Los estudios hidrológicos fueron recopilados de estudios previos existentes. A continuación se muestran los hidrogramas que se usarán para la simulación:

4.2.1. HIDROGRAMA AGUAS ABAJO DE LA PRESA

El hidrograma simulado (condición de entrada) se muestra en la figura siguiente; corresponde al hidrograma de salida, para un periodo de retorno de 100 años, en condiciones actuales.

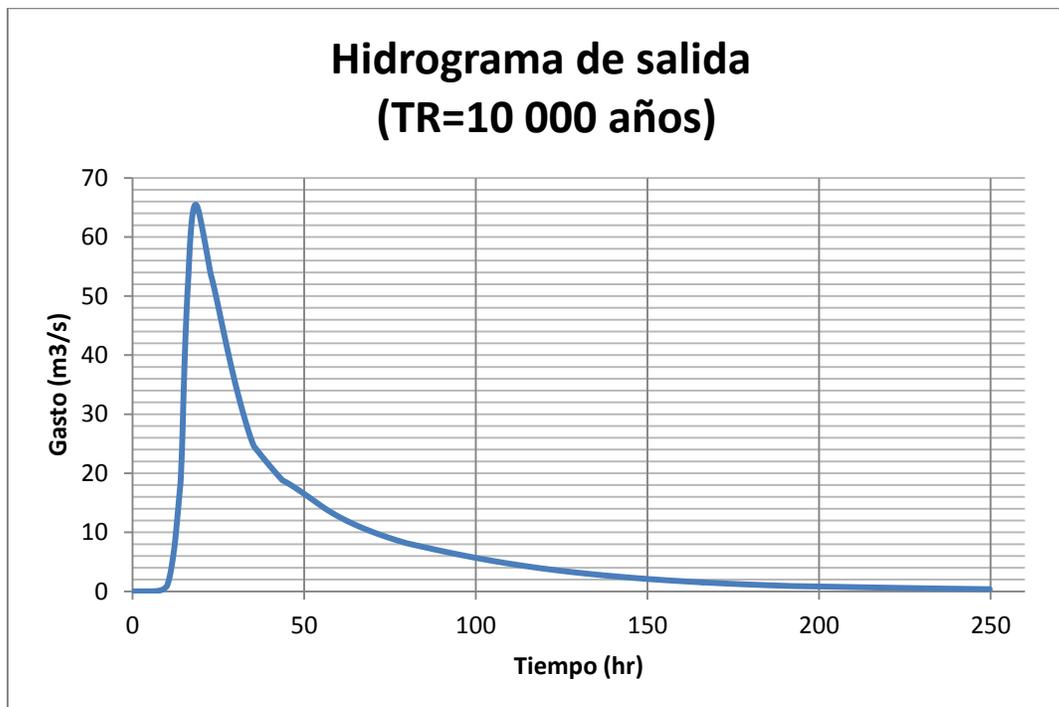


Figura 10: Hidrograma de Salida.

La condición inicial correspondió a una profundidad de 0 metros, es decir, se consideró que al comienzo de la simulación el terreno aguas abajo se encontraba seco. El coeficiente de Manning utilizado fue de 0.028, considerándolo como el valor representativo de los cauces. La condición de salida se consideró que puede tomar el valor de ambos tipos de régimen (supercrítico y crítico).

4.3. LOCALIDADES CERCANAS.

Existen 2 localidades cercanas a la presa; la más cercana está a 300 metros de la cortina con una población aproximada de 925 habitantes; la segunda se encuentra a 10 kilómetros y tiene una población de 224 habitantes.

La actividad predominante de las comunidades antes dichas son agropecuarias.

4.4. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA.

La presa fue diseñada con una altura de 16.10 m de altura por 373 m de longitud con un ancho de corona de 1 m. Está constituida por materiales homogéneos con talud aguas debajo de 1:2.5 y talud aguas arriba de 1:2.75 (*Presas de Tierra – Jaime Suárez Díaz*)

A continuación se muestra la presa en el modelo digital de elevaciones:

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

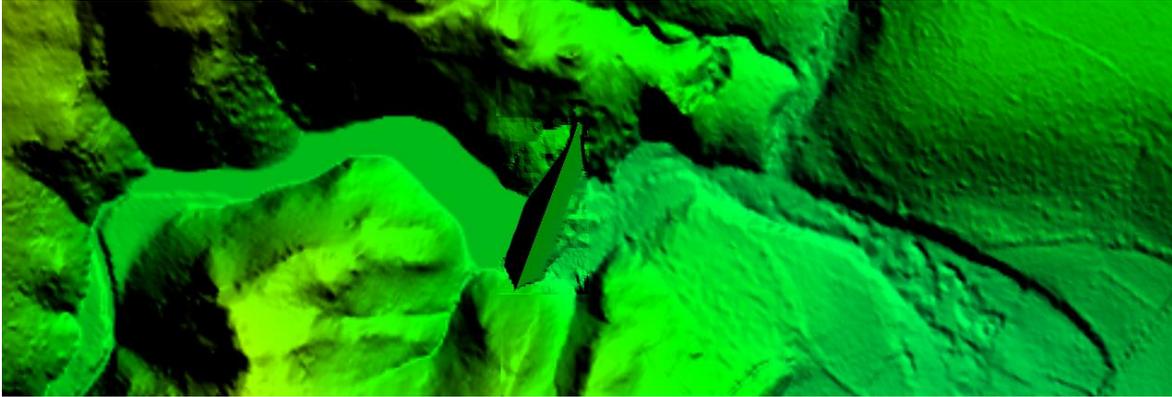


Figura 11: Modelo digital de la presa.

5. SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO.

La simulación de las zonas de peligro, tomó como base la información del modelo digital de elevaciones, el cual se descargó del portal del INEGI, el mismo que se modificó en algunos aspectos que desfavorecía a nuestra simulación. Algunos de éstos cambios al modelo fueron la modificación del cauce, el cual tomaba en cuenta los puentes como diques y al realizar la simulación baja éstas condiciones. causaban remansos y una gran acumulación de volumen en esa sección (Figura 12); otro aspecto que se modificó fue la inserción de la sección de la cortina en el modelo (Figura 13)

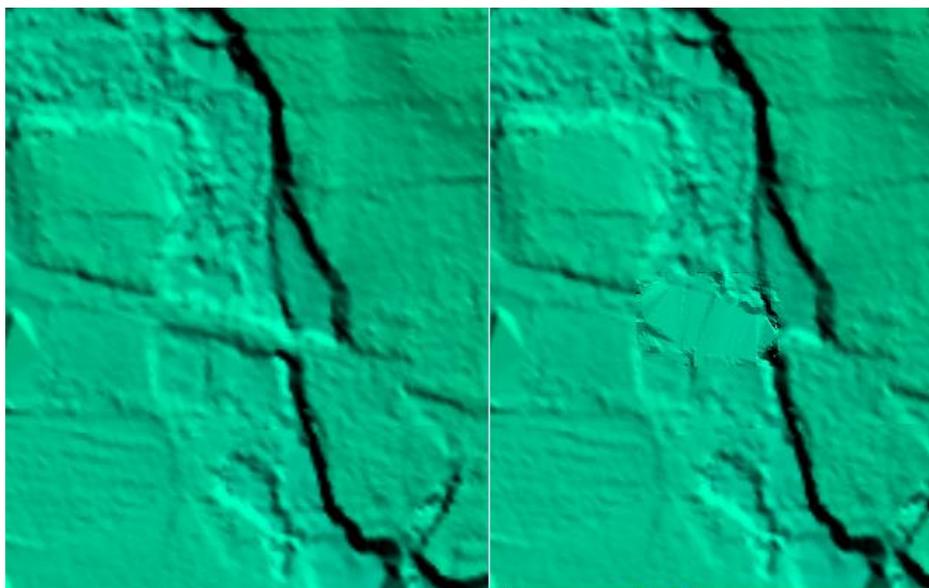


Figura 12: Modificación del modelo digital: Zona de puente.

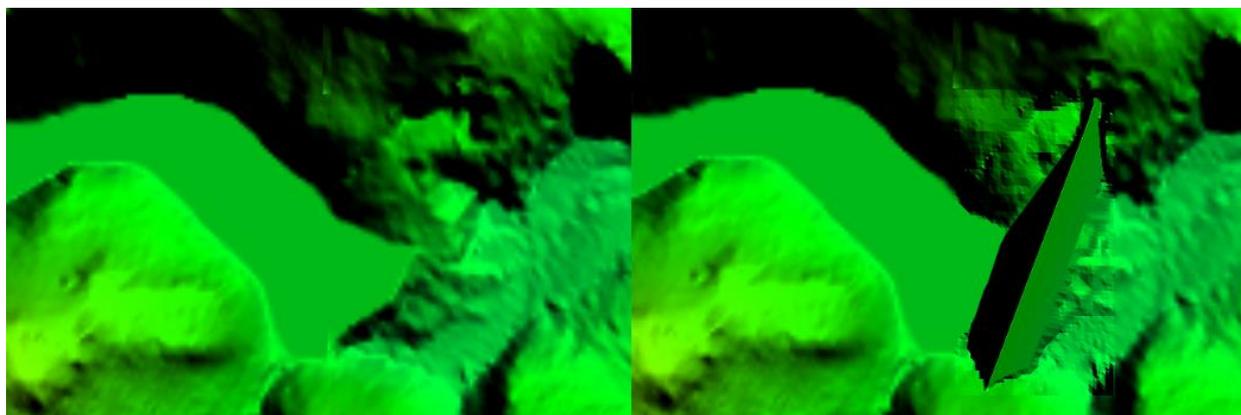


Figura 13: Modificación del modelo digital; Zona de embalse

Teniendo nuestro modelo digital de elevaciones modificado, éste se exportó en formato ASCII para poder importarlo en el software IBER, la Figura 14 presenta nuestro modelo digital en el software IBER.

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

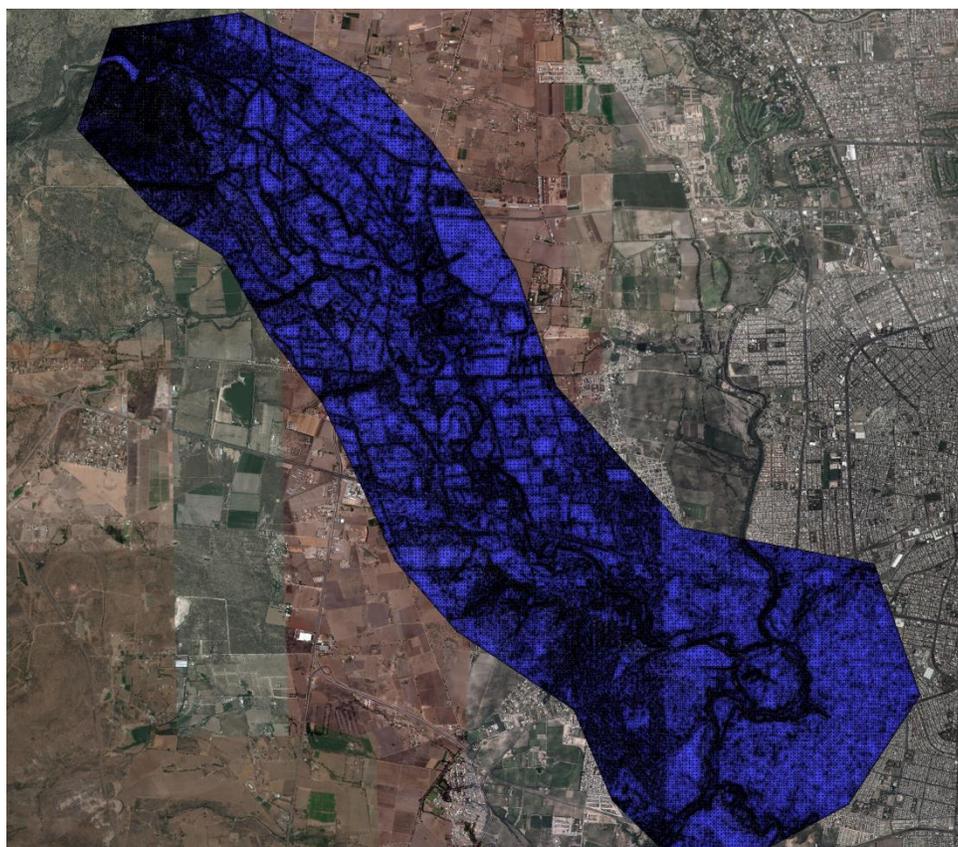


Figura 14: Modelo Digital en IBER

Con el modelo digital en IBER se procede a delimitar las condiciones iniciales y las condiciones de contorno de nuestra simulación.

Las condiciones de contorno son el hidrograma de entrada, y los lugares donde se presentan la entrada y las salidas de la avenida en el modelo. El hidrograma de entrada será el de un periodo de retorno de 10,000 años mencionado anteriormente en capítulo de descripción del sitio (Figura 10); éste hidrograma se le asignará a las entradas mostradas en la Figura 15 inciso a) y las salidas del agua en el modelo se pueden observar en la Figura 15 inciso b).

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

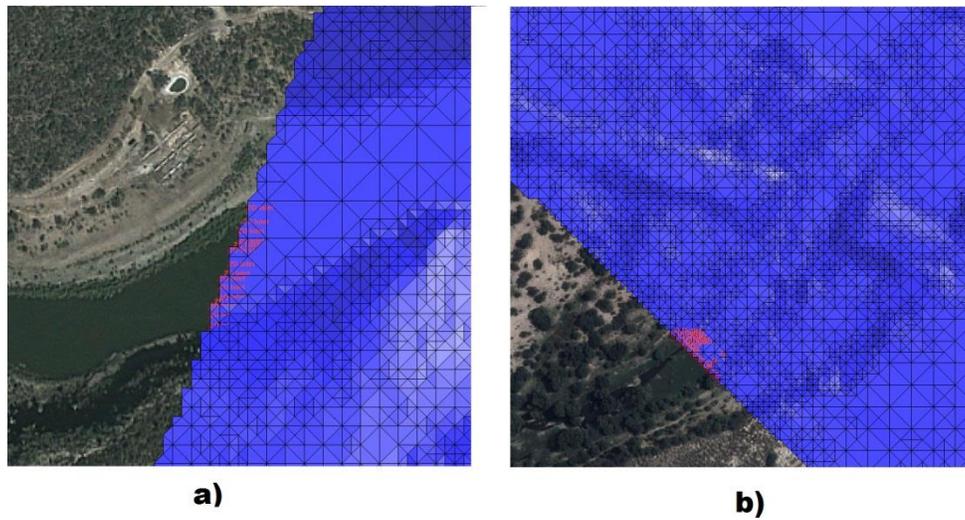


Figura 15: Condiciones de contorno. a) Entradas b) Salidas

Para las condiciones iniciales se le asignó un volumen al embalse de 10 metros el cual corresponde al NAMO y se puede observar en la Figura 16 donde la sección en amarillo representa el volumen inicial del embalse de la presa.

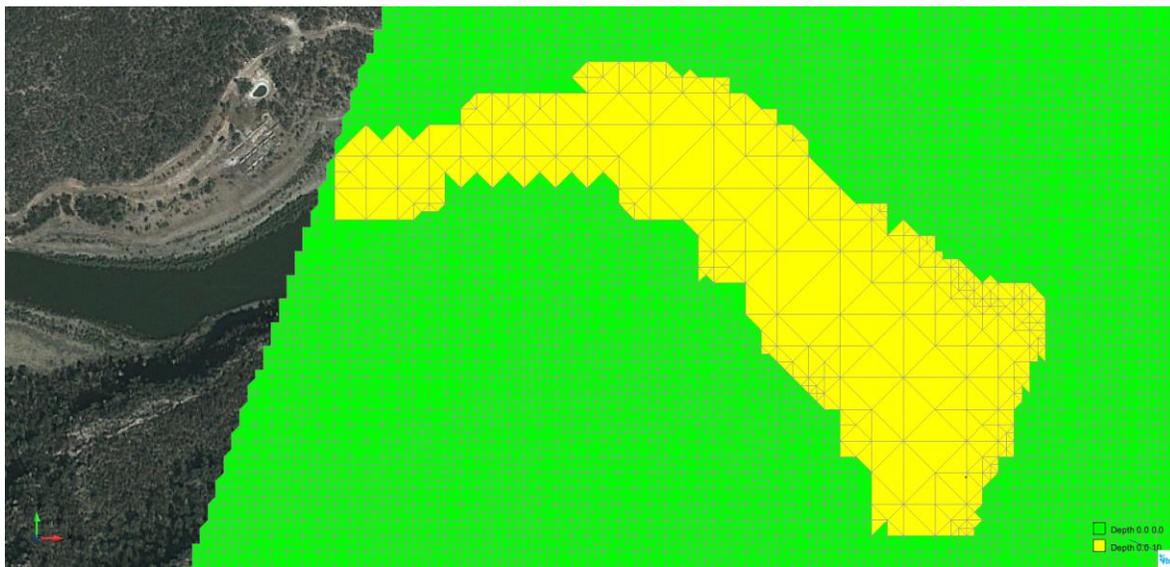


Figura 16: Condiciones iniciales. Volúmen inicial en el embalse

Posteriormente se le asignarán las condiciones internas al modelo, es decir, que se le asignará el coeficiente de fricción de Manning, que para este caso corresponde el de un cauce natural y tiene el valor de Manning igual a $n=0.028$, así como también le brecha de la cortina. Para la brecha de la cortina se analizó por el método Froelich obteniendo lo siguiente:

Ancho de la Brecha promedio (b):

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

$$b = 0.27 * K_0 * V_w^{0.32} * H_b^{0.04}$$

Donde:

K_0 Es la constante de falla (1.3 para falla por desbordamiento; 1.0 para cualquier otra falla)

V_w Volumen de agua almacenada en el momento de falla (m)

H_b Altura de la brecha

Sustituyendo:

$$b = 0.27 * 1.3 * 1\,996\,000^{0.32} * 13^{0.04} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{b = 40.36\ m}$$

Ancho del fondo de la Brecha (B_b):

$$B_b = b - H_b \quad \text{Para} \quad b - (H_b * Z_b) > 0$$

Donde:

Z_b : Es la relación H-V en la brecha ($Z(H):1(H)$) si la brecha es trapezoidal $Z=1$; si es cuadrada $Z=0$

Sustituyendo:

$$B_b = 36.82 - (13 * 1) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{B_b = 27.36\ m}$$

Tiempo de formación de la brecha (T_f):

$$T_f = 63.2 * \left(\frac{V_w}{g * H_b^2} \right)^{0.5}$$

Sustituyendo:

$$T_f = 63.2 * \left(\frac{1\,996\,000}{9.81 * 13^2} \right)^{0.5} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_f = 2192.9 \approx 2193\ (s)}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{T_f \approx 37\ (min)}$$

Parameter	Value
Inicio	769591 2.42678e+006 1904.
Fin	769713 2.42674e+006 1895.
Tipo	Trapezoidal
Empezar en	Tiempo
Valor	66600
Cota cresta	1917.5
Cota fondo	1904.13
Ancho cresta	40.36
Ancho Fondo	27.36
Tiempo de rotura	2193

Figura 17: Cuadro de condiciones de la brecha.

Teniendo en cuenta lo anterior, podemos comenzar con la simulación y obtener los resultados para poder comenzar con el análisis.

5.1. RESULTADOS DE LA BRECHA.

En éste caso nos centramos únicamente en la cortina de la presa, la cual conforme se vaya transitando el hidrograma y comience a desbordar, comenzara a formarse la brecha, como se muestra a continuación:

SIMULACIÓN DE ZONAS DE RIESGO AGUAS ABAJO DE LA CORTINA DEBIDO A LA ROTURA DE UNA PRESA FLEXIBLE EN EL ESTADO DE AGUASCALIENTES.

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

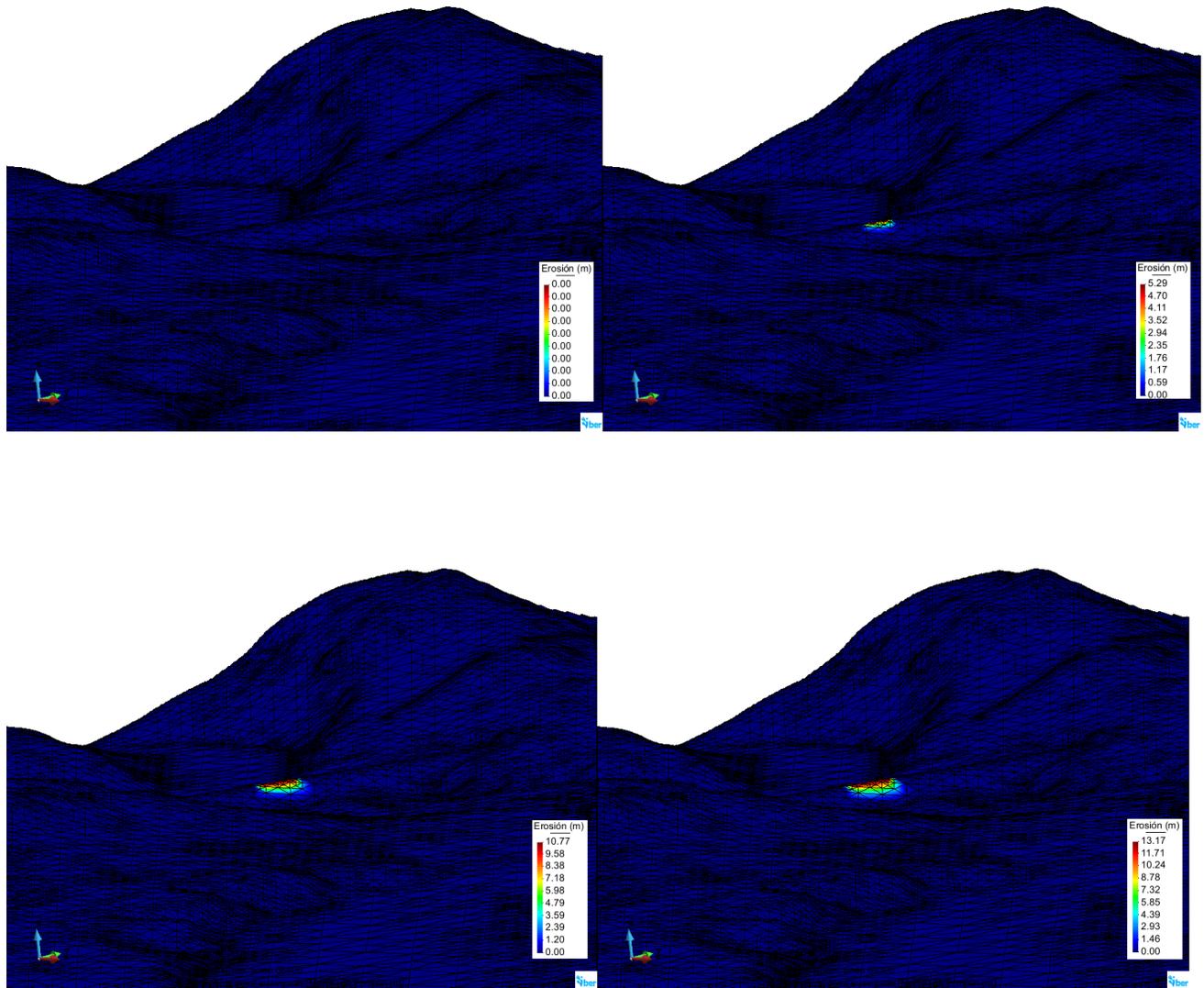


Figura 18: Simulación de la brecha.

Como se puede observar en las anteriores imágenes, la cortina se va erosionando conforme va transcurriendo el hidrograma; cabe mencionar que los intervalos de tiempo entre cada una de las imágenes son de 15 minutos.

El modelo mostró la brecha máxima entre los pasos 77 y 78, lo que nos indica que se presenta entre los 30 a 45 minutos después del inicio de la brecha.

5.2. RESULTADOS DE LA INUNDACIÓN.

Los resultados de la simulación, especialmente a los valores máximos presentados de tirantes, velocidades y peligrosidad, se muestran a continuación:

5.2.1. TIRANTES (CALADO):

Éstos resultados arrojan los resultados correspondientes al calado máximo que se presenta en el área de estudio.

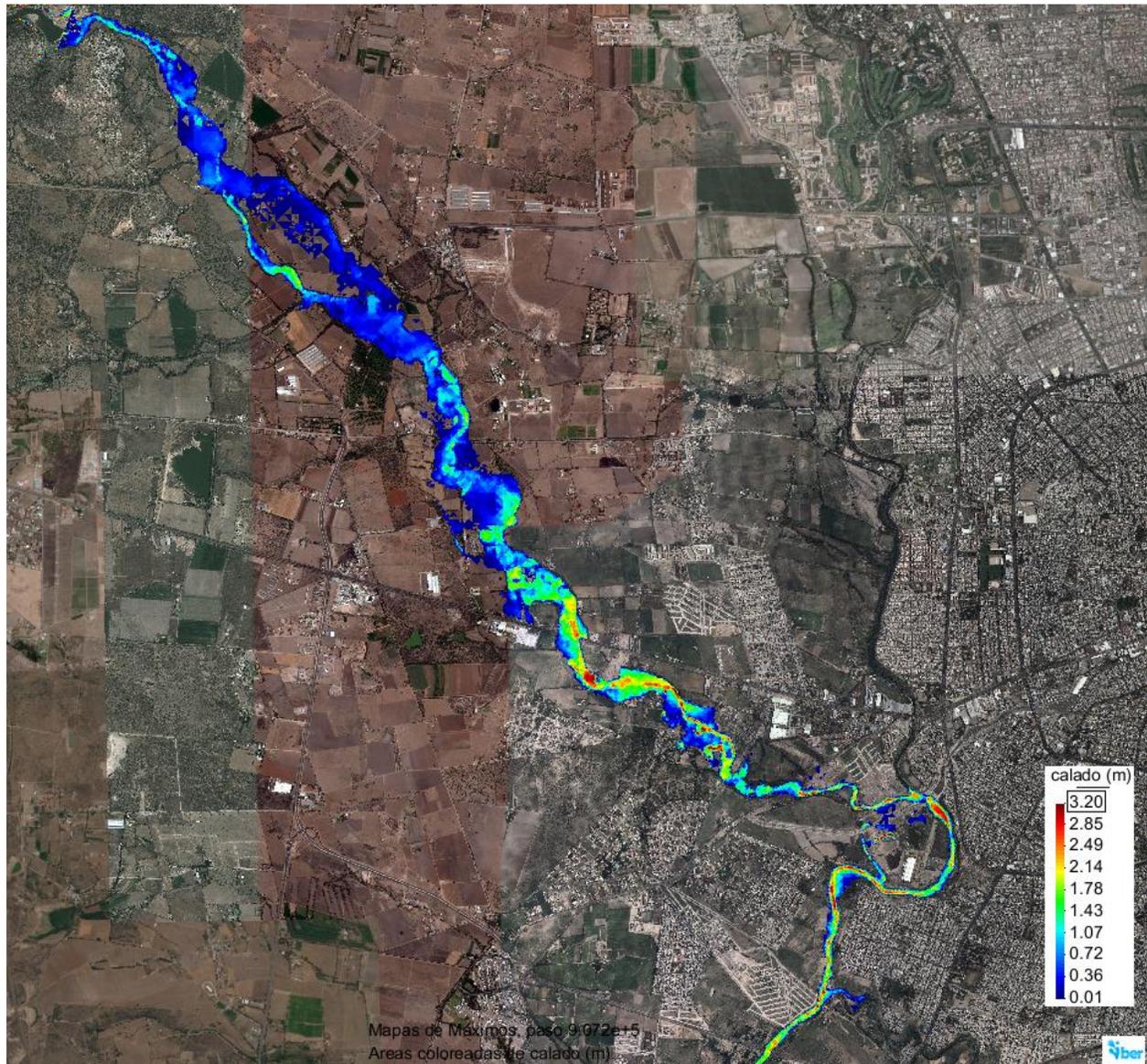


Figura 19: Tirantes máximos aguas abajo de la cortina

SIMULACIÓN DE ZONAS DE RIESGO AGUAS ABAJO DE LA CORTINA DEBIDO A LA ROTURA DE UNA PRESA FLEXIBLE EN EL ESTADO DE AGUASCALIENTES.

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

Para decir que una zona corre riesgo de inundación se tomó el criterio usado por España, el cual señala que para que una zona corra el riesgo de ser afectada el tirante que se debe de presentar deberá ser mayor a 1 metro de profundidad; es por ello que se seleccionaron únicamente las capas mayores a 1 metro de profundidad como se muestra en la siguiente figura:

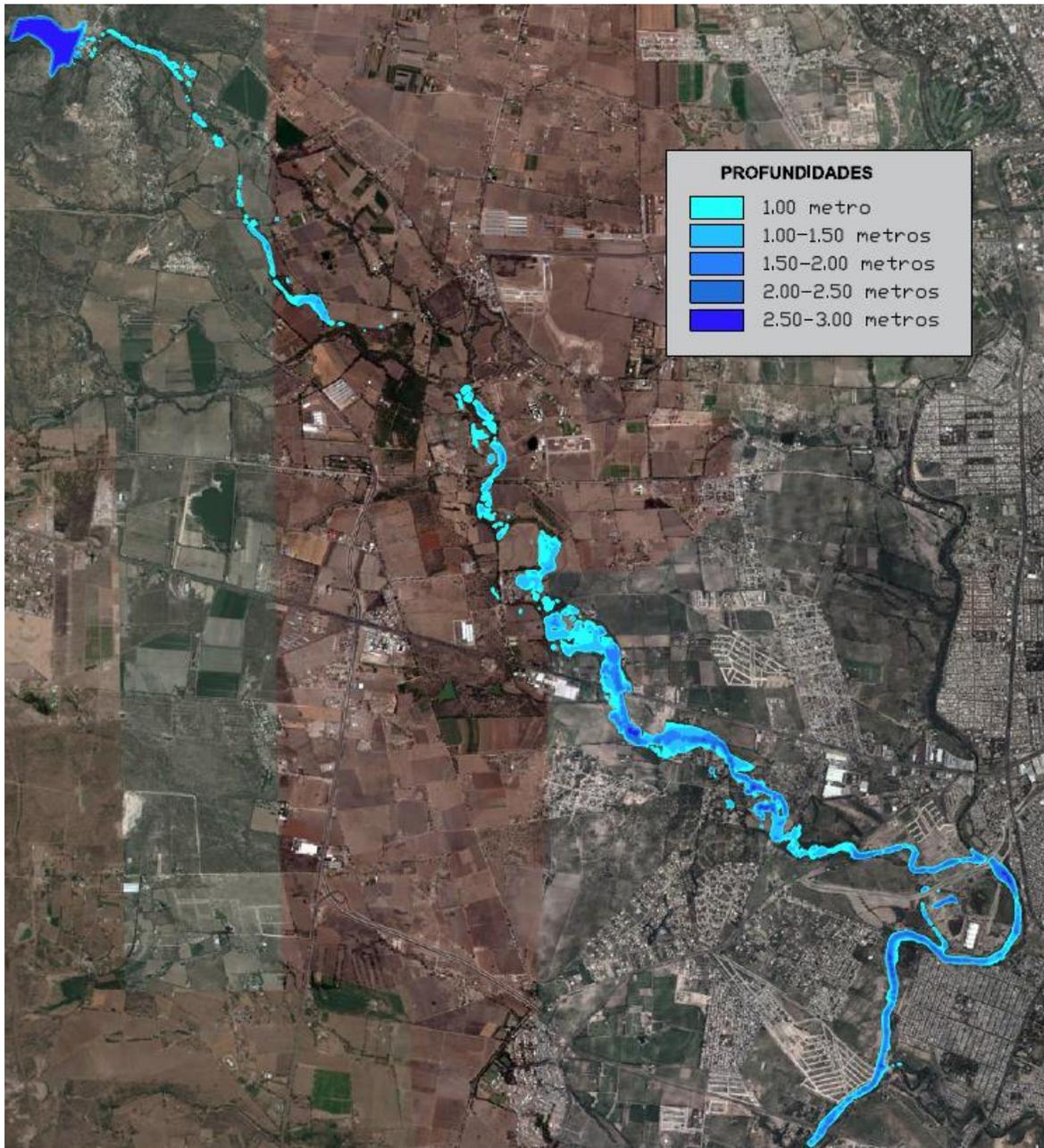


Figura 20: Zonas con tirantes igual o mayor a 1 m.

5.2.2. VELOCIDADES:

La distribución de velocidades es otro dato de gran importancia para el análisis de zonas de peligro, ya que, entre mayor velocidad consiga la inundación, mayor será el riesgo para la población.

Para el caso particular de la presa simulada, se presenta la siguiente distribución de velocidades:

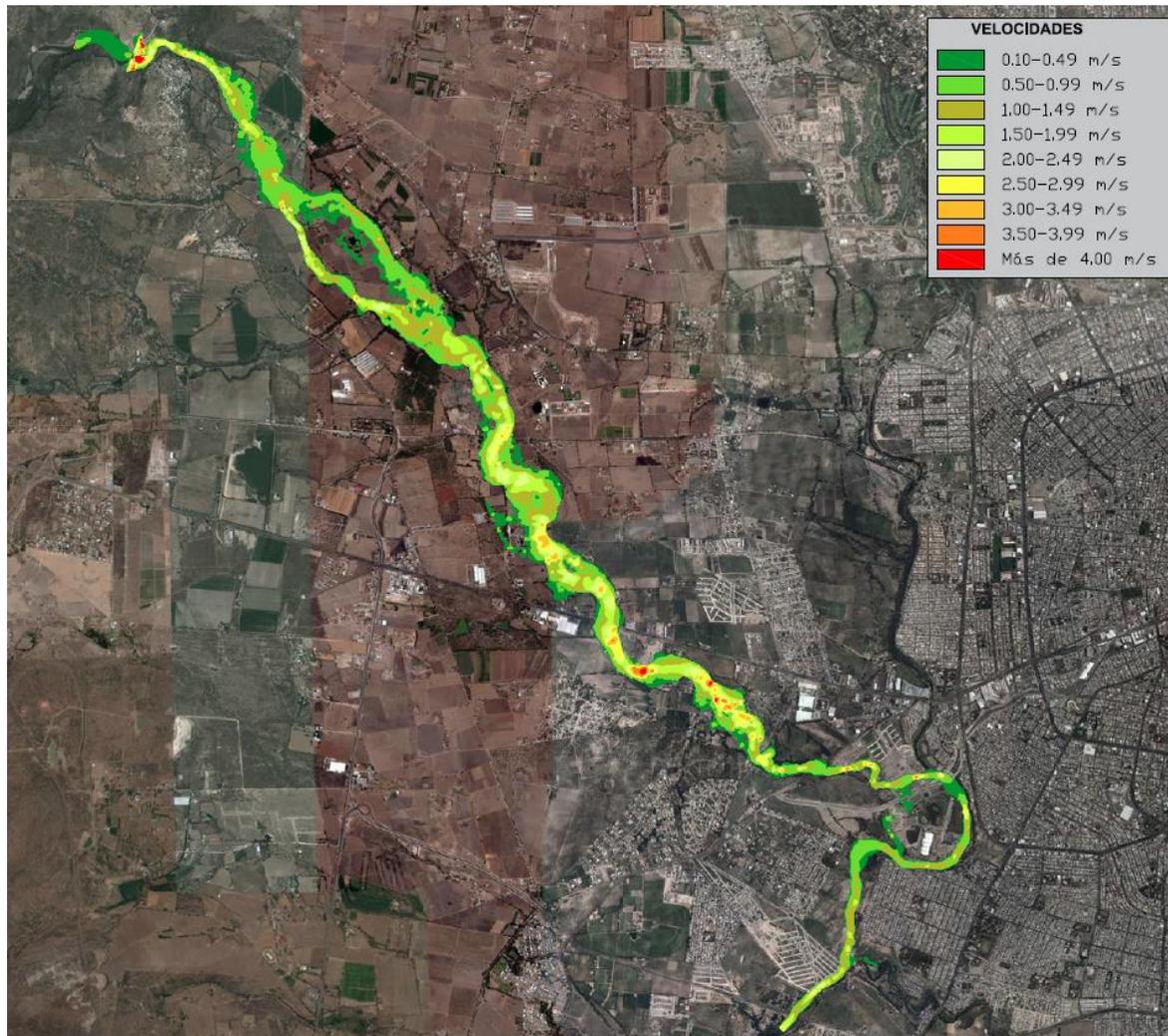


Figura 21: Distribución de Velocidades

5.2.3. PELIGROSIDAD:

La peligrosidad es el producto de las distribuciones de velocidad y los tirantes, es decir, toma en cuenta el tirante que se presenta en una zona y la velocidad que presentada en ése mismo lugar, dándonos como resultado qué zonas son las más peligrosas en la ocurrencia de éste fenómeno extraordinario.

SIMULACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO

A continuación se muestran las zonas con mayor riesgo:

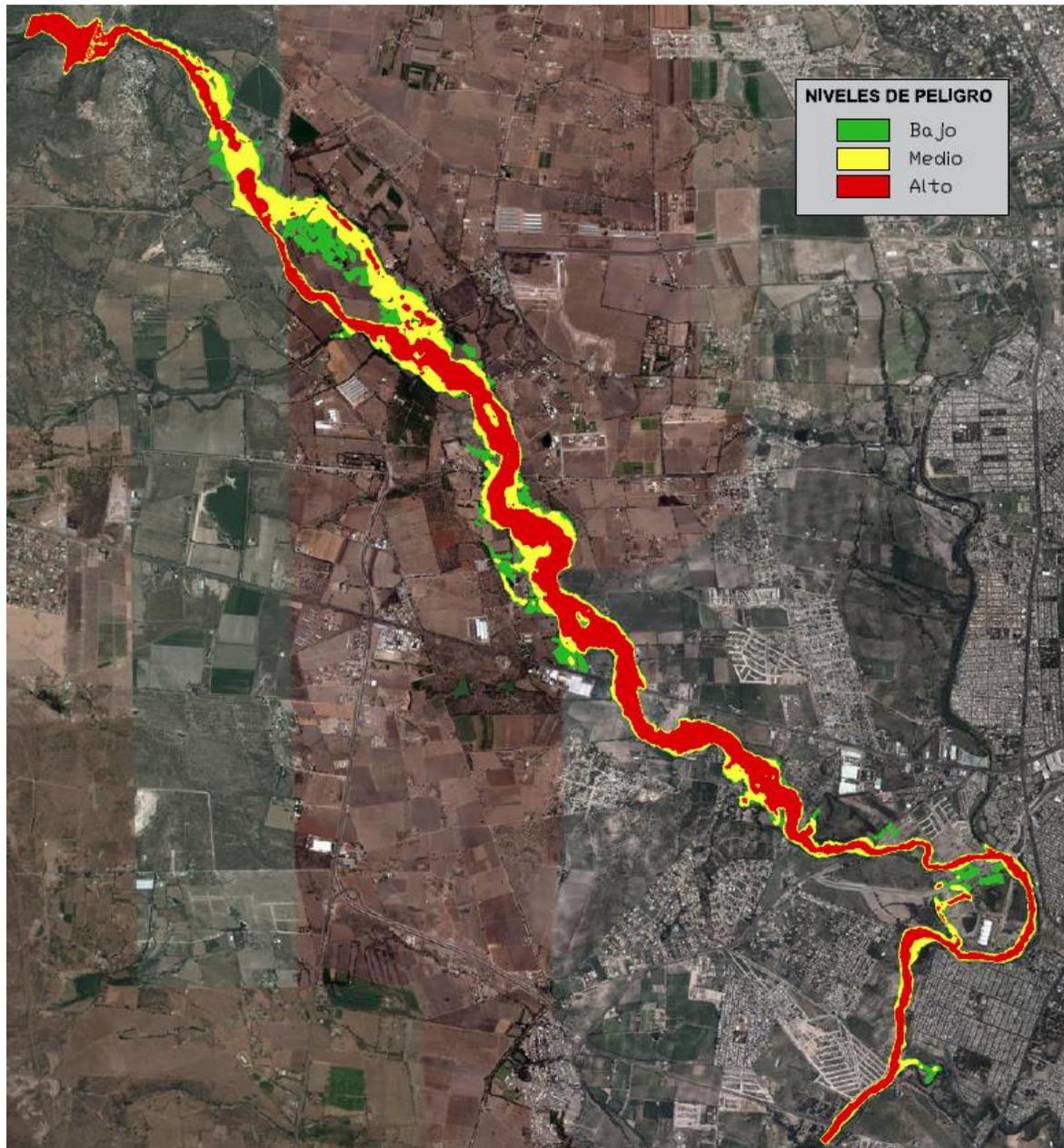


Figura 22: Niveles de Peligro.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Con base a los resultados obtenidos en la simulación, se analizarán los casos de zonas de riesgo debido a tirantes, velocidades y peligrosidad con el criterio de zonas de riesgo de España.

6.1. ZONAS DE RIESGO: TIRANTES.

Para el caso de las zonas inundadas, se encontraron cuatro zonas con riesgo las cuales se destacan con círculos rojos en la Figura 233. Estas zonas tienen la característica que presentan un tirante de agua igual o mayor a 1 metro de profundidad y tiene varios tipos de afectación, como por ejemplo infraestructura carretera, centros de entretenimiento y viviendas, con lo cual quedaría afectada una población de 152 personas (INEGI, AGEB 2010).

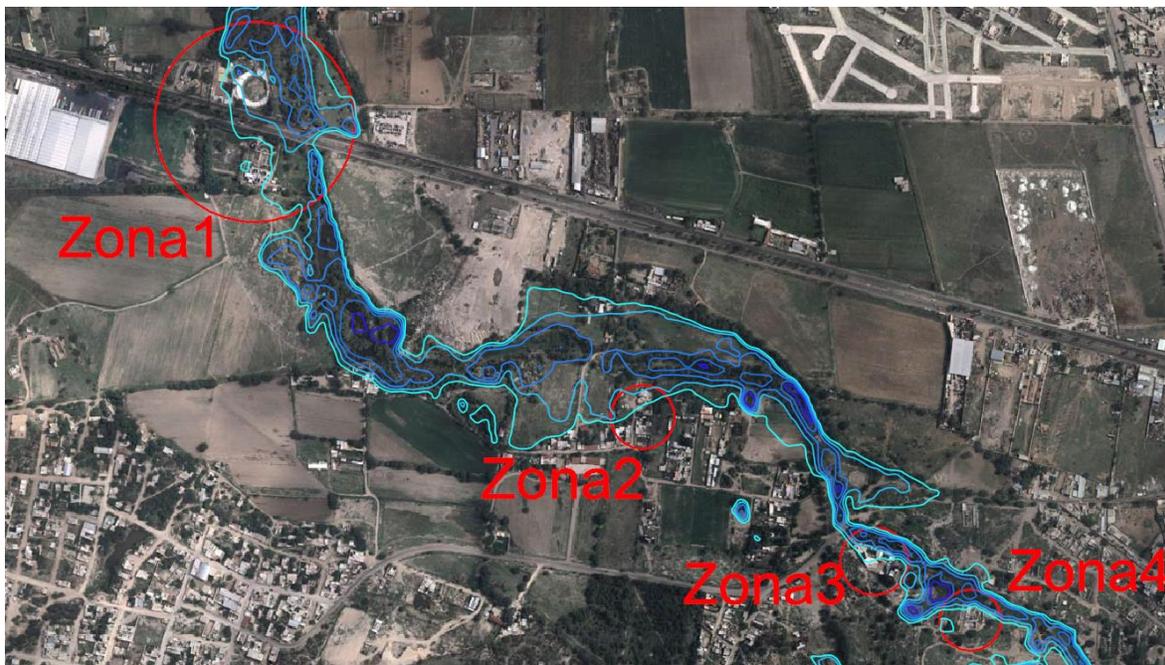


Figura 23: Zonas de peligro. Tirante

Como se puede observar en la Figura 23, las zonas uno y tres son las más desfavorables, ya que no solamente presentan el tirante de un metro, sino que también el de metro y medio; además la zona 3 se encuentra cercana al tirante de 2 metros, por lo que se concluye que la zona con mayor riesgo es la zona tres.

6.2. ZONAS DE RIESGO: VELOCIDAD.

Para poder identificar las zonas de riesgo por la velocidad que lleva el agua, se necesitó aislar las capas con velocidades mayor o igual que 1 m/s, ya que así lo marca el criterio Español para la construcción de mapas de riesgo por inundación.

Las zonas en riesgo que se pudieron identificar, son las 4 zonas ya identificadas anteriormente en las zonas de peligro por tirantes (Figura 23) más tres zonas que se identifican en la Figura 24 con un color azul claro. La población afectada para éste caso es de 288 personas aproximadamente (INEGI, AGEBS 2010).

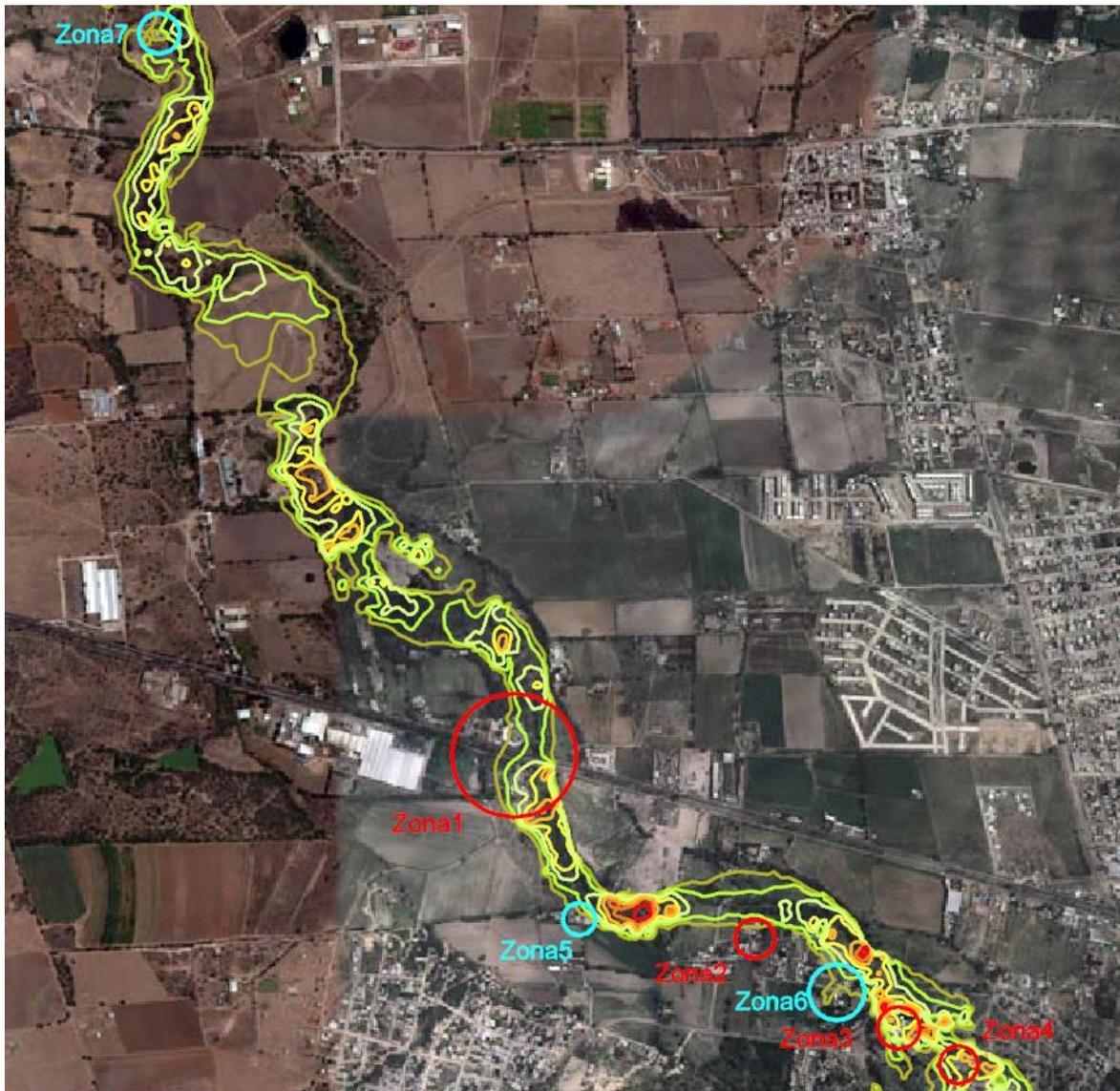


Figura 24: Zonas de peligro. Velocidad

ANÁLISIS DE RESULTADOS

La mayoría de las zonas presentan velocidades entre 1 y 1.5 m/s, con excepción de las zonas tres y cuatro, ya en éstas zonas se presentan velocidades entre 2.5 y 3 m/s, se considera que se alcanzan éstas velocidades por el estrechamiento que se hace por la topografía, lo cual produce una aceleración en el agua.

En conclusión las áreas que se deben tomar más en cuenta son las áreas de las zonas tres y cuatro, ya que presentan mayores velocidades que en las demás zonas.

6.3. ZONAS DE RIESGO: PELIGROSIDAD.

Como se ha mencionado anteriormente, la peligrosidad es el producto de la velocidad por el tirante de agua y es uno de los mapas de riesgos que nos ayudan a identificar mejor las zonas con mayor riesgo.

En nuestro caso de estudio se identificaron 8 zonas, las cuales se encuentran en color azul en la Figura 25. Las zonas identificadas engloban a las anteriores mostradas en los incisos de Velocidad y Tirantes antes analizados (zona 1 a la 7), que adicionada con la zona número 8 suman una población afectada de 294 personas.

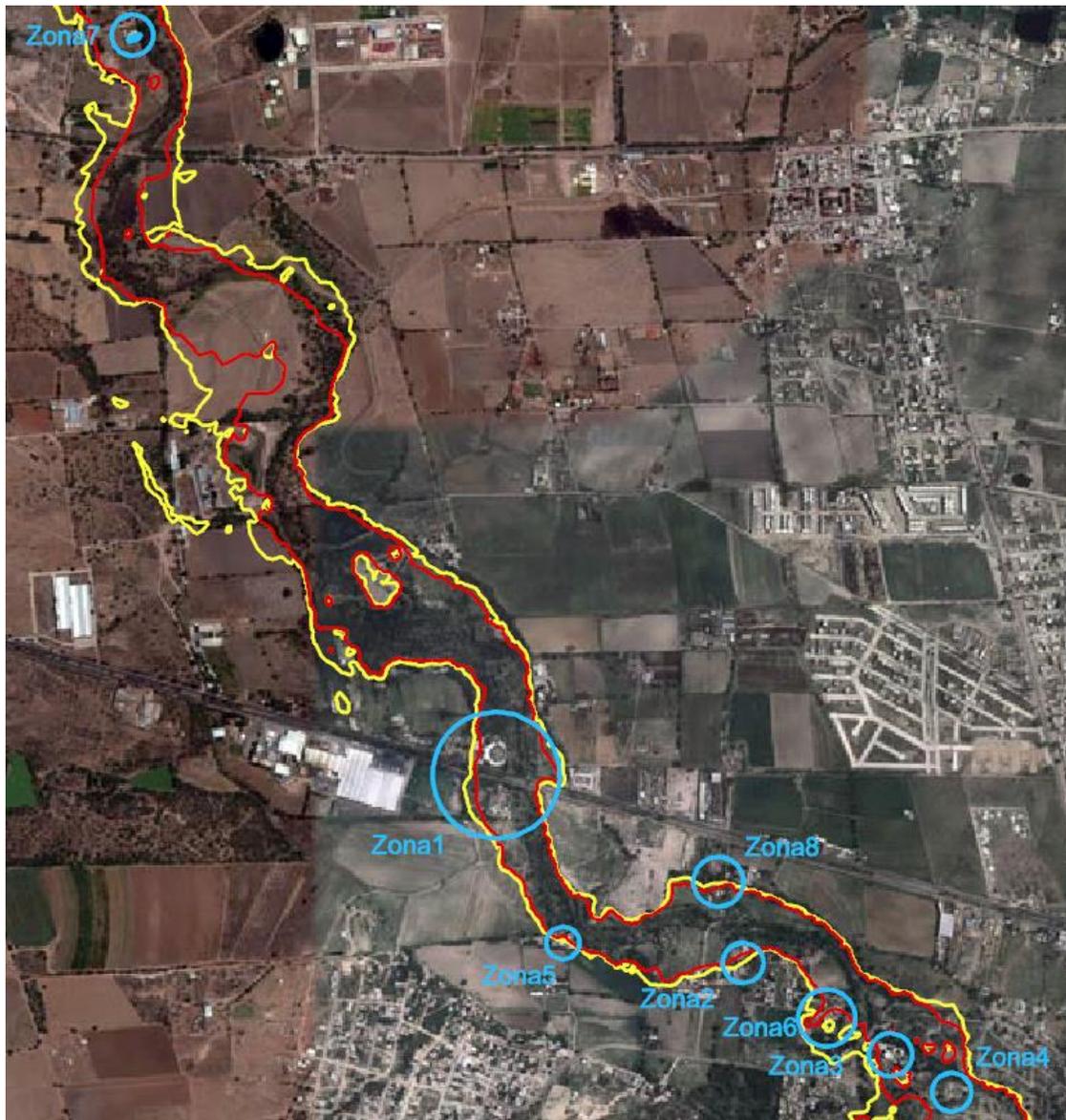


Figura 25: Zonas de peligro. Peligrosidad

En éste mapa de riesgos por peligrosidad, se puede observar que todas las zonas se encuentran en la región de alto riesgo, cabe destacar que la zona 4 y la zona 7 son las que se muestran rodeadas por completo por la mancha de alto riesgo; las zonas 2,3,4,5,6 y 8 se encuentran cubiertas parcialmente, es decir, las viviendas que se encuentran afectadas son las que se encuentran a orillas del río. La Zona 1 también se encuentra cubierta en su mayoría por la mancha de alto riesgo, pero también una sección está contenida en la mancha de riesgo medio, por lo que no fue incluida con las zonas 4 y 7.

7. PROPUESTA DE SOLUCIÓN.

Para proponer una solución a la problemática que se mostró en el análisis de resultados, es necesario conocer el área hidráulica necesaria para que pase el gasto pico de descarga, para esto se supondrá una sección rectangular en la ecuación de Manning

$$Q = \frac{A^{5/3}}{n} \frac{1}{B^{2/3}} S^{1/2}$$

Despejando el área y sustituyendo valores:

$$A = \sqrt[5]{\frac{Q * n * P^{2/3}}{S^{1/2}}} = \sqrt[5]{\frac{1155.94 * 0.028 * 40^{2/3}}{0.017^{1/2}}} \Rightarrow A = 126.8 \text{ m}^2$$

Como se observó en la Figura 25 del análisis de resultados, las zonas más desfavorables eran la zona 4 y la 7, ya que se encuentran rodeadas de la mancha de alta peligrosidad; es por ello que se analizarán los perfiles de éstas dos zonas para proponer las soluciones.

Para el caso de la zona 7, el cauce natural del río tiene una sección tal como se muestra en la Figura 26.

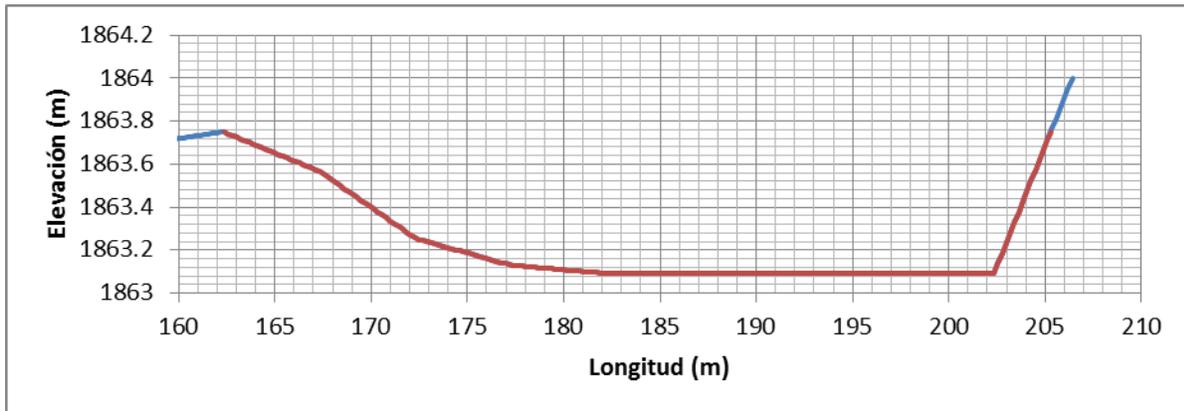


Figura 26: Sección transversal del cauce. Zona 7

El cauce natural de la zona 7 tiene un área Hidráulica de 21.52 m² con un tirante máximo de 0.66 metros y un ancho de superficie libre de 43 metros.

PROPUESTA DE SOLUCIÓN

Para el caso de la zona 4, el cauce natural del río tiene una sección tal como se muestra en la Figura 27.

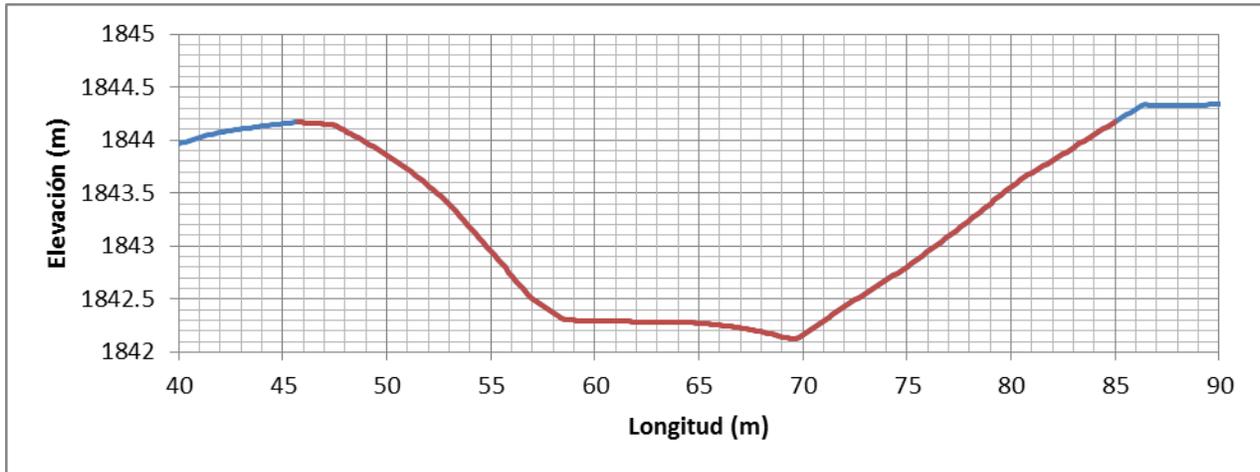


Figura 27: Sección transversal del cauce. Zona 4

Éste perfil nos muestra un área hidráulica de 46.02 m^2 con un tirante máximo de 2.1 m y un ancho de superficie libre de 39.2 m.

Analizando los perfiles anteriores, se llega a la conclusión que el perfil más desfavorable es el de la zona 7 por lo que se tomará como modelos para las posibles soluciones.

PROPUESTA 1:

Se propone una rectificación del cauce mediante excavación para aumentar el área hidráulica y obtener una sección trapezoidal con talud 1.8:1 permitiendo un área hidráulica de 126.8 un tirante de 3.32 teniendo un área de excavación de 101.08 m^2

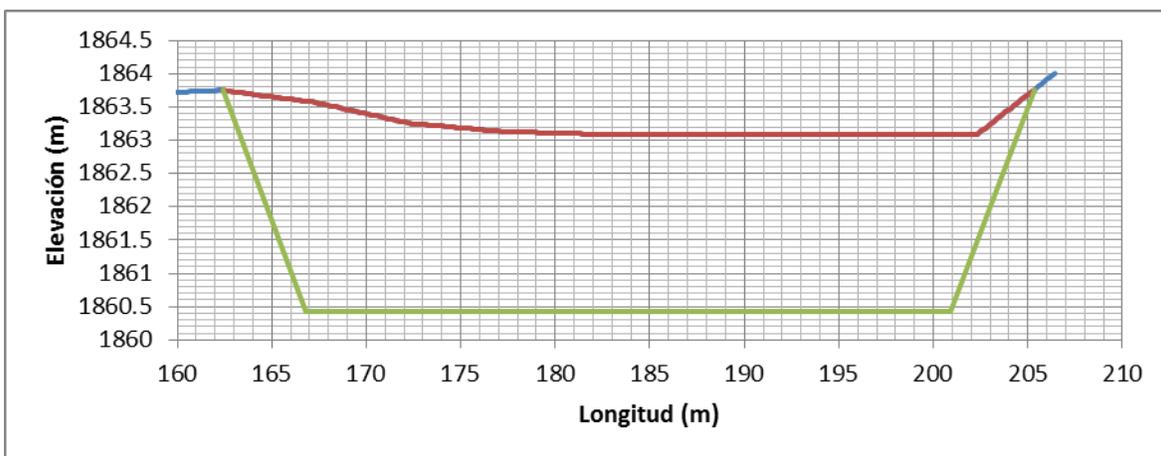


Figura 28: Comparación de perfiles. Propuesta 1 y actual

SIMULACIÓN DE ZONAS DE RIESGO AGUAS ABAJO DE LA CORTINA DEBIDO A LA ROTURA DE UNA PRESA FLEXIBLE EN EL ESTADO DE AGUASCALIENTES.

PROPUESTA DE SOLUCIÓN

Propuesta 2:

Se propone rectificar el cauce y revestir las paredes con concreto mejorando el coeficiente de Manning a 0.012 teniendo una velocidad de 15.12 m/s y un área de excavación de 54.92 m². Ésta sección tendrá un área hidráulica de 76.44 m² permitiendo un tirante de 1.77 metros como se muestra en la siguiente figura:

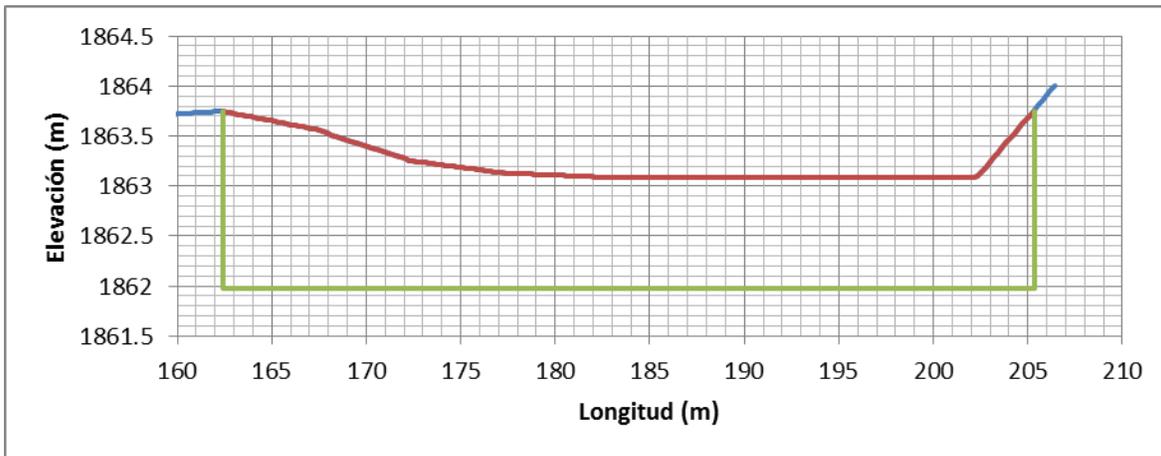


Figura 29: Comparación de perfiles. Propuesta 2 y actual

Propuesta 3:

Se propone la reubicación de las zonas afectadas.

8. CONCLUSIONES.

- La brecha formada por simulación tuvo una duración entre 30 y 45 minutos, que se encuentra dentro del rango teórico calculado que fue de 37 minutos.
- Se realizaron las simulaciones de las zonas de peligro por descargas abruptas (rotura de cortina), así como también se analizaron las zonas con mayor riesgo por tirantes, por velocidades y por peligrosidad.
- Las zonas con mayor peligro son las que se encuentran en las zonas 7 y 4, ya que tanto los tirantes como las velocidades ponen en riesgo a la población.
- La población total afectada por la rotura de la presa es aproximadamente de 294 personas.
- La propuesta de rectificación del cauce es poco viable, ya que a pesar de que el área hidráulica es suficiente, la velocidad que se presenta es erosiva.
- La propuesta de solución más viable es la reubicación de la población ya que la solución de la rectificación con recubrimiento está realizada únicamente para el tránsito de avenida de 10 000 años con la condición de ruptura, por lo tanto no sería viable para un gasto de temporadas de lluvias normal, es decir, está sobredimensionado el diseño.

9. REFERENCIAS.

FRANCISCO JAVIER APARICIO MIJARES (1992), "Fundamentos de hidrología de superficie". México

FRANCISCO TORRES HERRER (1990), "Obras Hidráulicas". México.

JAIME SUÁREZ DIAZ (2004), "Presas de tierra".

CONSULTORÍA, ESTUDIOS Y DISEÑOS, SA. "Planificación de las acciones durante emergencias, central hidroeléctrica Bonyic"

CONAGUA-USBR (1999), "Manual para capacitación de Seguridad de Presas. Módulo: La importancia de la seguridad de presas". México.

"Propuesta para la confección de planes de emergencia por la Rotura de Presas en la provincia de Córdoba Aplicación al Dique San Roque. Capítulo 3 Modelación de la Brecha de Rotura"

XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA (2012), "Generación de Mapas de Riesgo"

HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN (2011), "Análisis de Riesgo de Falla en Presas". México.