



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

**INCERTIDUMBRE EN LA MODELACIÓN DE INUNDACIONES POR ROTURA DE
PRESA**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ÁNGEL OMAR ALCÁZAR MARTÍNEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. JOSÉ AGUSTÍN BREÑA NARANJO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D.F. MARZO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Fuentes Mariles Óscar Arturo
Secretario: Dr. Domínguez Mora Ramón
Vocal: Dr. Breña Naranjo José Agustín
1er. Suplente: Dr. Pozos Estrada Óscar
2do. Suplente: Dr. Pedrozo Acuña Adrián

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS

DR. JOSÉ AGUSTÍN BREÑA NARANJO

FIRMA

A Mariana y Nicolás

*La gota de agua perfora la
roca... no por su fuerza,
sino por su constancia*

Agradecimientos

A mi esposa:

Mariana, por su gran amor y paciencia en este camino que recorrimos juntos y por la fe que mantuvo en mí para lograr un objetivo como familia. Por el tiempo que soportó mi ausencia y el cuidado tan amoroso a nuestro pequeño Nicolás.

A mi familia:

A mi madre, mi hermano Alex, mi otro hermano, no de sangre pero si de alma, Gerson, que siempre estuvieron apoyándome y dándome aliento para no claudicar y conseguir una meta más en mi vida. A toda la familia Mendoza Martínez, que es mi segunda familia, porque así me lo hicieron saber desde que los conocí.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme la oportunidad de realizar esta meta académica en sus instalaciones, utilizando su equipo y mobiliario, al Instituto de Ingeniería por el apoyo brindado dentro de sus instalaciones y a todo el personal que ahí labora, que sin ellos no podría suceder.

A mis profesores:

Al Dr. Adrián Pedrozo y al Dr. Agustín Breña por ser mis tutores en este trabajo de investigación, que sin duda fueron una motivación personal para mí y un ejemplo a seguir; con un talento y sencillez envidiable, me brindaron su apoyo y amistad incondicional siempre con su fe puesta en mí. A la Mtra. Guadalupe Estrada que fue dentro y fuera del aula un apoyo y una fuente de conocimientos que sin duda marcaron mi camino hacia esta hermosa rama de la ciencia.

A mis amigos:

A todas esas personas que siempre han estado para mí, brindándome una amistad incondicional y dándome consejos para todos los planos de mi vida. A mis compañeros en esta aventura: Homey, Alan, Daniel, Roberto, Marco y Regina que siempre me tendieron una mano cuando lo necesité.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico brindado.

Resumen

A lo largo de la historia se han presentado eventos correspondientes a la falla de estructuras de retención y almacenamiento de agua, como lo son las presas o diques construidos con un cierto propósito, como: control de avenidas, asegurar el abastecimiento de agua a poblaciones y cultivos, o la generación hidroeléctrica, entre otros. Cuando se presenta una falla o rotura, los impactos ocasionados aguas abajo de la estructura pueden llegar a ser considerables en términos de vidas humanas, económicas y ambientales.

En este trabajo se analiza la sensibilidad hidrológica e hidrodinámica como resultado de la falla en una presa, cuyas variables principales se encuentran en función de las características propias del vaso y de su cortina, así como de algunas propiedades hidráulicas de la región ubicada aguas debajo de la cortina. El caso de estudio se trata de una cortina de materiales graduados, ubicada en la presa El Rejón en la ciudad de Chihuahua, México.

Finalmente, se identifican los factores de incertidumbre más importantes para fines de predicción de zonas inundables en un escenario de falla o rotura de una cortina.

Palabras clave

Presa, brecha, hidrograma, inundación

Abstract

Throughout history there have been events corresponding to the failure of contention or storage water structures, for example dams or dikes built with a certain purpose, such as flood control, ensure water supply to populations and crops or hydroelectric generation, and others. When a failure or breakage happens, the impacts caused downstream of the structure can be considerable in terms of human lives, economic and environmental.

In this work the hydrological and hydrodynamic sensitivity are analyzed as a result of the failure of a dam, whose main variables are based on the characteristics of the reservoir and its embankment, as well as some hydraulic properties located downstream of the dam. The case study is a zoned-earth embankment, located in El Rejón dam in the city of Chihuahua, México.

Finally, the most important uncertainty factors for prediction purposes of flood zones in a scenario of failure or breakage of a dam are identified.

Key words

Dam, breach, hydrograph, flooding

Contenido

Introducción.....	XIV
Gestión del riesgo por inundación producido por la falla de estructuras.....	XV
Objetivo del trabajo.....	XVI
1. Tipos de falla en presas.....	17
1.1 Criterios de diseño y falla en presas de concreto.....	17
1.2 Criterios de diseño y falla en presas de tierra.....	21
1.3 Fallas históricas, estado del arte.....	29
2. Estrategias para la gestión de inundaciones.....	38
2.1 México: El Plan Hídrico Integral de Tabasco.....	38
2.2 Países Bajos: The program Room for the River.....	39
2.3 Reino Unido: Making Space for Water.....	41
2.4 Modelado de inundaciones por rotura de presa.....	43
2.5 Incertidumbre asociada al modelado de inundaciones.....	47
3. Formación de brechas en cortinas de tierra.....	51
3.1 Erosividad en cortinas de tierra.....	51
3.2 Modelos de evolución de brechas.....	61
3.2.1 Mecanismos de formación de la brecha.....	62
3.2.2 Forma y desarrollo de la brecha.....	63
3.3 Estudios experimentales.....	68
3.4 Modelos empíricos, paramétricos o de regresión.....	72
3.5 Modelos matemáticos con base física.....	75

4. Metodología	80
4.1 Modelo empírico-analítico para la determinación de la falla o evolución de la brecha de rotura.....	80
4.2 Modelo digital de elevación.....	86
4.3 Coeficiente de rugosidad.....	87
4.4 Simulación hidrodinámica bidimensional (Lisflood-FP).....	90
5. Caso de estudio: El Rejón, Chihuahua.....	94
5.1 Descripción de la presa.....	94
5.2 Definición de escenarios de rotura y variabilidad de parámetros.....	97
5.3 Sensibilidad hidrológica e hidráulica.....	103
5.4 Incertidumbre en los mapas de inundación.....	106
5.5 Impactos.....	118
6. Conclusiones y recomendaciones.....	122
6.1 Conclusiones.....	122
6.2 Recomendaciones.....	124
Referencias.....	125
Anexos.....	129

Lista de figuras

Figura 1.1 Esfuerzos en cortina de tipo arco en concreto.....	19
Figura 1.2 Presa Hoover tipo arco-gravedad.....	19
Figura 1.3 Esfuerzos en cortina de concreto a gravedad.....	20
Figura 1.4 Filtración a través de las juntas de concreto en las presa Valle de Bravo.....	20
Figura 1.5 Fallas comunes en una presa de tierra.....	22
Figura 1.6 Falla por tubificación en una cortina de tierra.....	22
Figura 1.7 Falla por deslizamiento de talud.....	22
Figura 1.8 Falla por erosión en el talud de la cortina aguas arriba.....	23
Figura 1.9 Falla por erosión en el talud de la cortina aguas abajo.....	23
Figura 1.10 Falla por vegetación excesiva en la cortina.....	23
Figura 1.11 Falla por actividad de roedores.....	24
Figura 1.12 Falla por actividad de ganado.....	24
Figura 1.13 Falla por agrietamiento transversal.....	24
Figura 1.14 Falla por agrietamiento longitudinal.....	25
Figura 1.15 Falla por depresión en la corona.....	25
Figura 1.16 Falla por erosión interna.....	25
Figura 1.17 Falla por filtración a través de la cimentación.....	26
Figura 1.18 Falla por filtración en la ladera de la presa.....	26
Figura 1.19 Falla por socavación a la salida de la obra de toma.....	26
Figura 1.20 Falla por fractura en estructura de concreto o mampostería.....	27
Figura 1.21 Falla por erosión en el talón de la cortina.....	27
Figura 1.22 Falla por escombros o vegetación en vertedor.....	27
Figura 1.23 Falla por erosión en el vertedor.....	28
Figura 1.24 Falla por tubificación en una presa de Ohio.....	28
Figura 1.25 Falla por socavación al pie del vertedor.....	29
Figura 1.26 Fallas de presas en Estados Unidos según su fecha y asociado al número de víctimas fatales del evento.....	32

Figura 1.27 Ubicación geográfica de las 116 principales presas de México, que representan casi el 79% de la capacidad total de almacenamiento a nivel nacional.....	33
Figura 1.28 Vista del rompimiento de la presa Teton en Junio de 1976.....	34
Figura 1.29 Vista del rompimiento del dique de Minas Gerais en Mariana, Brasil.....	34
Figura 1.30 Falla de presa por tubificación en Walla Walla County.....	35
Figura 1.31 Falla de presas e inundaciones en Carolina del Sur.....	36
Figura 1.32 Precipitación acumulada del 1 al 6 de Octubre de 2015 en Carolina del Sur.....	37
Figura 2.1 Mapa de amenaza por inundación para la ciudad de Carlisle, UK.....	50
Figura 3.1 Profundidad mínima para cortes, rellenos y presas de tierra.....	51
Figura 3.2 Vista aguas debajo de las fallas por tubificación presentadas en la cortina de la presa “La Escondida” en Tamaulipas.....	54
Figura 3.3 Esquema del ensayo pinole.....	55
Figura 3.4 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerza de filtración.....	56
Figura 3.5 a) Erosión de contacto externa, b) Erosión de contacto interna.....	58
Figura 3.6 Erosión con una interfaz rígida.....	59
Figura 3.7 a) Sufusión externa, b) Sufusión interna, c) Sufusión de contacto..	60
Figura 3.8 Arrastre de partículas de suelo por efecto de la tubificación retrógrada.....	60
Figura 3.9 Parámetros de una brecha de presa idealizada.....	64
Figura 3.10 Formas comúnmente adoptadas para modelar brechas.....	67
Figura 3.11 Tipos de embrechamiento para una presa de tierra, rebosamiento de la corona (arriba) y tubificación (abajo).....	68
Figura 3.12 Condiciones del modelo experimental.....	69
Figura 3.13 Forma parabólica observada en la brecha con talud casi vertical.	70

Figura 3.14 Forma de brecha final en la segunda prueba.....	70
Figura 3.15 Esquema geométrico del modelo experimental de Islam y Tsujimoto.....	71
Figura 3.16 Sección transversal de una brecha trapecial.....	76
Figura 4.1 Probabilidad del tiempo de falla para presas de tierra.....	81
Figura 4.2 Mapa de cobertura del SRTM vista en plano.....	86
Figura 4.3 Mapa de cobertura del SRTM vista en globo.....	87
Figura 4.4 Principio físico fundamental con el que trabaja LISFLOOD-FP.....	91
Figura 4.5 Interacción del flujo entre celdas para simular una inundación sobre una planicie 2D.....	92
Figura 5.1 Ubicación geográfica de la presa <i>El Rejón</i>	95
Figura 5.2 Fotografías de algunos elementos de la presa El Rejón. a) Paramento aguas arriba de la cortina. b) Vista aguas debajo de la cortina y obra de toma. c) Canal de salida. d) Vertedor cimacio curvo. e) Estanque amortiguador. f) Torre limnómetro y válvulas de obra de toma....	96
Figura 5.3 Polígono demarcado para obtener el área de inundación.....	106
Figura 5.4 Topobatimetría del área de estudio.....	106
Figura 5.5 Topobatimetría 3D del área de estudio.....	107
Figura 5.6 Evolución de la simulación de una inundación a cada 10 minutos.....	108
Figura 5.7 Hidrografía de la ciudad de Chihuahua y ubicación de la presa..	110
Figura 5.8 Mapa de densidad de población en la ciudad de Chihuahua.....	119
Figura 5.9 Puntos importantes a destacar en la zona de riesgo.....	120

Lista de gráficas

Gráfica 1.1 Registro de presas falladas en el mundo organizadas por fecha de evento.....	31
Gráfica 1.2 Registro de presas falladas en el mundo organizadas por número de fatalidades.....	31
Gráfica 5.1 Distribución estadística para cada rango de tiempo pico.....	102
Gráfica 5.2 Distribución estadística para cada rango de gasto pico.....	102
Gráfica 5.3 Hidrogramas de salida, agrupados por escalón inicial Z_0	104
Gráfica 5.4 Hidrogramas de salida, agrupados por ancho de brecha B	105
Gráfica 5.5 Hidrogramas de salida, agrupados por coeficiente de erosividad a_2	105
Gráfica 5.6 Evolución del área inundada con respecto al tiempo en las primeras seis horas.....	113
Gráfica 5.7 Relación del área inundada con respecto al gasto pico en intervalos de tiempo (10 min, 30 min, 2 horas y 6 horas).....	114
Gráfica 5.8 Gráfica semi-logarítmica del área inundada con diferentes coeficientes de fricción.....	117
Gráfica 5.9 gráfica semi-logarítmica del área inundada con diferentes coeficientes de fricción.....	117

Lista de tablas

Tabla 1.1 Registro histórico de presas falladas.....	30
Tabla 2.1 Acciones estructurales y no estructurales consideradas en el Plan Hídrico Integral de Tabasco.....	39
Tabla 2.2 Medidas estructurales tomadas en cuenta en el programa “Room for the River”	41
Tabla 2.3 Programas para modelar inundaciones en simulación hidráulica o hidrodinámica.....	49
Tabla 3.1 Ecuaciones de regresión para obtener el ancho final de la brecha... 67	
Tabla 3.2 Principales trabajos de investigación experimental sobre embrechamiento en cortinas de tierra.....	71
Tabla 3.3 Principales modelos empíricos-paramétricos para el cálculo de embrechamiento en cortinas de tierra.....	73
Tabla 3.4 Resumen de las geometrías de brechas aconsejadas por el U.S. Army Corps of Engineers y el National Weather Service.....	74
Tabla 4.1 Especificaciones del producto SRTM-1 arco de segundo.....	86
Tabla 4.2 Coeficientes de rugosidad de Manning para canales abiertos.....	88
Tabla 5.1 Valores probables de ancho de brecha para la falla de una cortina de tierra.....	98
Tabla 5.2 Parámetros fijos para la modelación de inundaciones por rotura de presa.....	98
Tabla 5.3 Parámetros variables para la modelación de inundaciones por rotura de presa.....	99
Tabla 5.4 Valores de referencia de modelos empíricos-paramétricos.....	99
Tabla 5.5 Valores pico de salida para cada hidrograma de salida probable... 100	
Tabla 5.6 Resumen de las áreas inundadas para cada hidrograma en intervalos de tiempo (10 min, 30 min, 2 horas y 6 horas).....	113
Tabla 5.7 Diferencia en el área inundada para cada coeficiente de fricción... 114	

Introducción

En años recientes el crecimiento poblacional ha traído consigo que las zonas urbanas crezcan aleatoriamente y con ello, el establecimiento de viviendas en márgenes de ríos o arroyos, lo cuales constituyen un riesgo potencial para sus habitantes.

Las presas de almacenamiento son obras que benefician en gran medida a la sociedad, aunque eso depende de una operación y mantenimientos adecuados de la presa y de esa manera minimizar el riesgo de falla de ellas.

La falla de una cortina se puede presentar debido a varios factores, individualmente o en conjunto, y los principales son: diseño pobre o ineficiente de la cortina, fallas en la construcción, modificación de la cuenca asociada a lo largo del tiempo, mala operación de las compuertas, falta de mantenimiento o un evento natural extremo (sismo, huracán, tornado, etc.).

El caso de estudio planteado en este trabajo se encuentra en la ciudad de Chihuahua, donde en la actualidad hay más de un millón de habitantes y por lo tanto se considera una ciudad “grande” según el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). La presa “*El Rejón*” está ubicada al suroeste de la ciudad, dentro de la zona urbana; con una capacidad de almacenamiento actual de seis millones de metros cúbicos, la cual se convierte en una amenaza potencial para los habitantes que viven a las márgenes de su cauce aguas abajo de su cortina.

La probabilidad asociada a la falla de la presa y por consiguiente a la inundación de la ciudad de Chihuahua, se encuentra en función de los tipos de falla que se pueden presentar, las condiciones mismas de la estructura y los agentes externos que influyan en la falla. Actualmente es posible obtener la respuesta que se tendría ante un escenario hipotético de falla.

Los mapas de riesgo de daño por inundación se han convertido en una de las principales herramientas para informar a las autoridades acerca de la vulnerabilidad de alguna clase de elementos ubicados en una región ante este tipo de catástrofes. Este tipo de mapas son generados a partir de información obtenida de modelos numéricos capaces de considerar diferentes variables y parámetros que definan la magnitud de una inundación (área, tirante, velocidad, etc.).

Gestión del riesgo por inundación producido por la falla de estructuras

La gestión de **riesgos** se enfoca a manejar la *incertidumbre en función de una amenaza*, por lo cual es necesario definir un análisis de tipo probabilista para conocer el riesgo. En el caso de la falla de una estructura, el análisis se centra en conocer todas las variables involucradas en una falla y la probabilidad de ocurrencia de cada una de ellas.

En el caso específico de una inundación, estas ocurren debido a diversas causas y factores de origen natural (saturación de la capacidad máxima de un cauce o un dren) o antropogénico (fallas en el diseño u operación de las obras hidráulicas), los cuales responden a condiciones extremas asignadas a una cierta probabilidad de ocurrencia.

		PROBABILIDAD				
		Raro	Poco probable	Posible	Muy probable	Casi seguro
CONSECUENCIAS	Despreciable	Bajo	Bajo	Bajo	Medio	Medio
	Menores	Bajo	Bajo	Medio	Medio	Medio
	Moderadas	Medio	Medio	Medio	Alto	Alto
	Mayores	Medio	Medio	Alto	Alto	Muy alto
	Catastróficas	Medio	Alto	Alto	Muy alto	Muy alto

Objetivo del trabajo

El objetivo principal de este trabajo de investigación consiste en analizar la incertidumbre asociada a un evento de inundación provocado por la falla de una presa. Para esto, el uso de modelos matemáticos y la aplicación de procedimientos empíricos disponibles para representar una falla de esta naturaleza, son en general, un esquema de evaluación que permite simular un caso hipotético de falla y su impacto aguas abajo de la obra de regulación.

El objetivo general se entenderá a través de los objetivos específicos:

- Conocer y entender los tipos de fallas que se pueden presentar en una presa con cortina de tierra.
- Estimar los posibles hidrogramas de salida provocados por la rotura de la cortina.
- La simulación del área de inundación dentro de un contexto urbano y en función de diferentes condiciones iniciales (hidrograma de salida).
- Evaluar las probabilidades del área de inundación en la zona de estudio.
- Comparar resultados de los distintos modelos empleados.
- Cuantía de probables daños.

1. Modos de falla en presas

Existen diversas modalidades de falla en una presa, y estas principalmente se relaciona al tipo de cortina que se tiene, ya sea en arco, rígida o de materiales sueltos, cada una presenta un patrón de falla diferente en donde dominará su forma geométrica, capacidad de almacenamiento, erosión de la cortina (principalmente aquellas construidas en tierra), y el principal, el factor detonante que hará ceder a la estructura de contención.

El factor detonante es aquel que debilita la estructura (externo o interno) y promueve el colapso de la cortina en cierta forma y tiempo. Los principales factores detonantes que conllevan a la falla de una presa son: filtración, tubificación, rebosamiento, subpresión, cimentación débil, fractura o evento natural extremo.

Las presas de arco o gravedad que están construidas con materiales de concreto de un tamaño definido, son más fáciles de determinar la formación de su brecha de falla, ya que la falla se dará en piezas monolíticas completas y la parte más débil serán sus juntas de construcción. En este tipo de fallas se crea una **brecha** de tipo rectangular por donde se vaciará el embalse en un tiempo relativamente corto (arco: 0 - 0.1 horas, gravedad: 0.1 - 0.5 horas) a diferencia de una presa de tierra en donde la formación de la brecha será comúnmente trapecial y se generará en un lapso de tiempo más extendido (0.1 - 12 horas) según el U.S. Army Corps of Engineers & Fread of National Weather Service (1977).

1.1 Criterios de diseño y falla en presas de concreto

Las presas de concreto son de diferentes tipos: arco, doble arco (bóveda), gravedad, contrafuertes o una mezcla de ellas. En las presas de arco y doble arco, la geometría curva de la cortina transmite los esfuerzos hidrostáticos hacia sus laderas, las cuales deben ser propiamente de roca sólida y resistente para absorber los esfuerzos generados en la cortina (Figura 1.1). La ventaja que brinda una cortina curveada es que necesita una menor cantidad de material que una de tipo gravedad, por lo que se considera le mejor opción en valles estrechos con laderas rocosas.

Las presas de gravedad y contrafuertes son aquellas que debido a su propia geometría y peso detendrán los esfuerzos hidrostáticos, y cuya geometría en su sección transversal es tradicionalmente de forma trapecial, por lo que, los cálculos para el diseño de una estructura de este tipo deben de permitir una resistencia al deslizamiento y al volteo (Figura 1.3).

Los principales elementos de una presa de concreto son: cortina, machones (contrafuertes), aliviadero (excedencias), obra de toma, desagüe de fondo (algunas), compuertas (algunas), cimentación, plinto, dentellones (algunas), casa de máquinas (hidroeléctricas).

Los criterios de construcción siempre están enfocados en la seguridad de la estructura, por lo que es necesario realizar un cálculo minucioso de tipo vectorial para el diseño de una estructura de este tipo, además de la mecánica de los materiales empleados (por ejemplo, el concreto debe tener una resistencia para evitar fracturas ante esfuerzos grandes de compresión y cortante, mientras que el acero debe de ser usado como refuerzo, ya que este es el elemento que absorbe los esfuerzos a tensión presentados en la cortina).

Un detalle importante en la construcción de una presa de concreto es la deshidratación que sufre el concreto de la cortina al fraguar, al ser un volumen tan grande de material, la pérdida de humedad en el fraguado se debe supervisar cuidadosamente, ya que una fractura en el fraguado por la cantidad de agua perdida durante el proceso de construcción podría provocar una falla.

Para cualquier caso, es ampliamente recomendable el uso de dentellones, los cuales se encuentran entre la cimentación y la base de la cortina. Este elemento permite que si el lecho del cauce o la cimentación no son completamente impermeables, las líneas de corriente por debajo de la estructura sean más extendidas y no ocasionen un problema de subpresión. El diseño de los dentellones se debe considerar para cada caso particular y está en función de las características del sitio.

En la mayoría de las ocasiones, el suelo no es lo suficientemente impermeable para evitar que se infiltre el agua embalsada, por lo que regularmente se procede a inyectar concreto mezclado con arcillas expansivas para sellar los poros del subsuelo, esta técnica mejora las condiciones del sitio para evitar pérdidas importantes por infiltración.

Otro riesgo para la estructura que requiere inyecciones de concreto en las juntas constructivas corresponde al fenómeno de tubificación, aunque la cortina puede durar varios años filtrando sin colapsar, esta falla irá siempre en incremento por el deterioro del concreto (Figura 1.4).

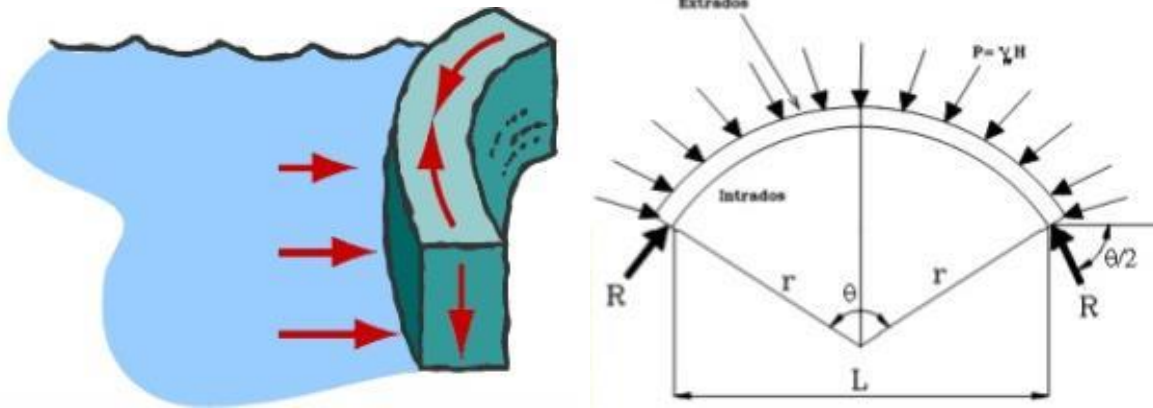


Figura 1.1 Esfuerzos en cortina de tipo arco en concreto. Gupta A. (2013).



Figura 1.2 Presa Hoover tipo arco-gravedad. (2006).

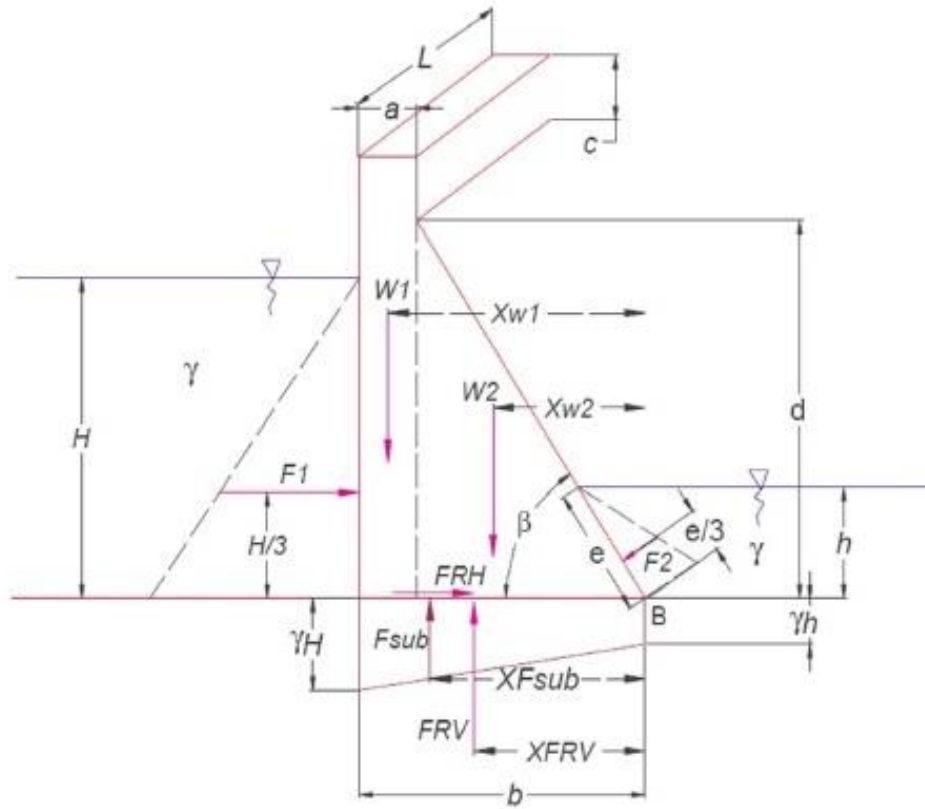


Figura 1.3 Esfuerzos en cortina de concreto a gravedad. López W. (2012).



Figura 1.4 Filtración a través de las juntas de concreto en la Presa Valle de Bravo. Elaboración propia (2016).

1.2 Criterios de diseño y falla en presas de tierra

En los casos correspondientes a presas de tierra, se debe de tomar en cuenta el tipo de cortina que será la ideal en el proyecto, existen varios tipos de cortinas de materiales térreos como lo son: núcleo de arcilla y paramentos de tierra compactada, pantalla de arcilla impermeable y enrocamiento, materiales graduados y una serie de combinaciones de estos materiales. Un factor decisivo en la construcción de una presa de tierra es la disponibilidad de los recursos cerca del sitio de construcción.

Al ser una estructura de materiales sueltos, los esfuerzos ejercidos sobre la cortina serán su peso propio y los empujes hidrostáticos. Un cálculo básico para su diseño es el deslizamiento de una sección (mediante el método sueco o por dovelas), para evitar deslices en el talud. Otros estudios fundamentales en el diseño y construcción de una presa de tierra estarán relacionados con la mecánica de suelos y la mecánica de rocas para la estimación de coeficientes de cohesión, permeabilidad y reposo de los materiales empleados.

La falla de una presa de este tipo es regularmente una falla gradual, donde incluso se pueden observar señales anticipadas de ello. Las principales fallas en una presa de este tipo son: desbordamiento, tubificación, erosión, agrietamiento, deslizamiento, licuación, por vaciado rápido o desastre natural (tornado, huracán, erupción volcánica o sismo).

A diferencia de una presa de concreto, para estas estructuras un rebosamiento por el bordo de la cortina implicaría una catástrofe inminente por el arrastre del material suelto y su posterior colapso. Además, el procedimiento de vaciar muy rápido la presa también implica riesgos considerables por la razón de que no se podrían contener los esfuerzos negativos a esa velocidad de flujo. El efecto de licuefacción sucede cuando se aplica una fuerza externa y en ciertas condiciones el suelo puede pasar del estado sólido a uno líquido, o adquiere la consistencia de un líquido pesado, este fenómeno puede afectar el corazón impermeable o la cimentación.

En las Figuras 1.5 a 1.25 se muestran los diferentes tipos de fallas en presas de tierra causadas por diferentes factores.

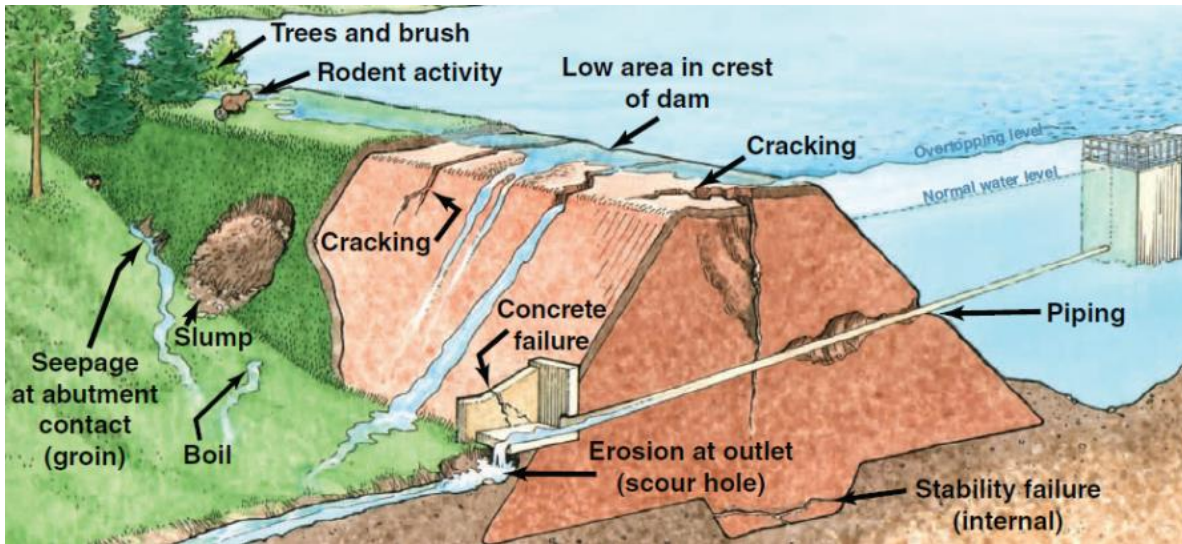


Figura 1.5 Fallas comunes en una presa de tierra. Association of State Dam Safety Officials (2016).

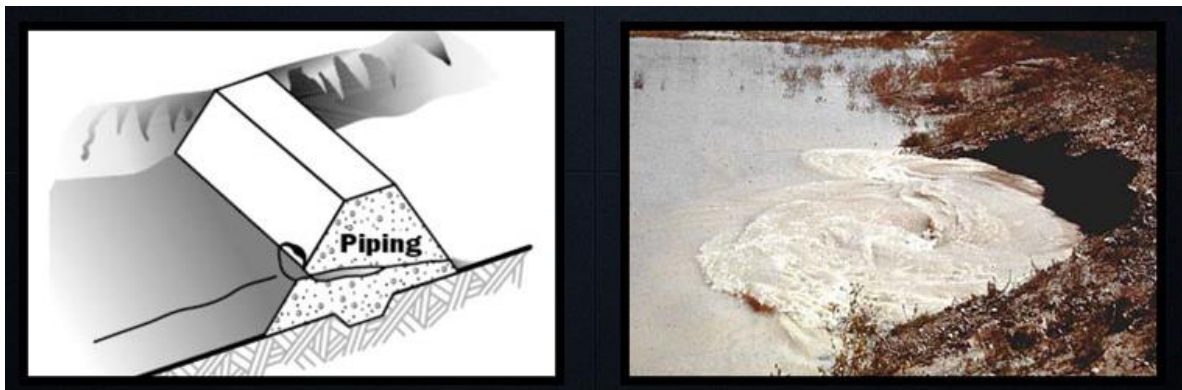


Figura 1.6 Falla por tubificación en una cortina de tierra. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.7 Falla por deslizamiento de talud. U.S. Department of Agriculture (2012).

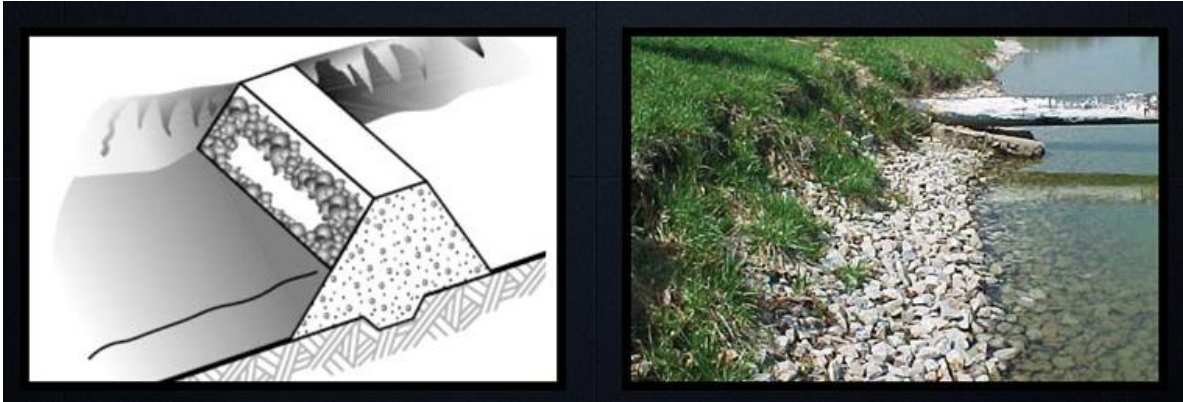


Figura 1.8 Falla por erosión en el talud de la cortina aguas arriba. U.S. Department of Agriculture (2012).

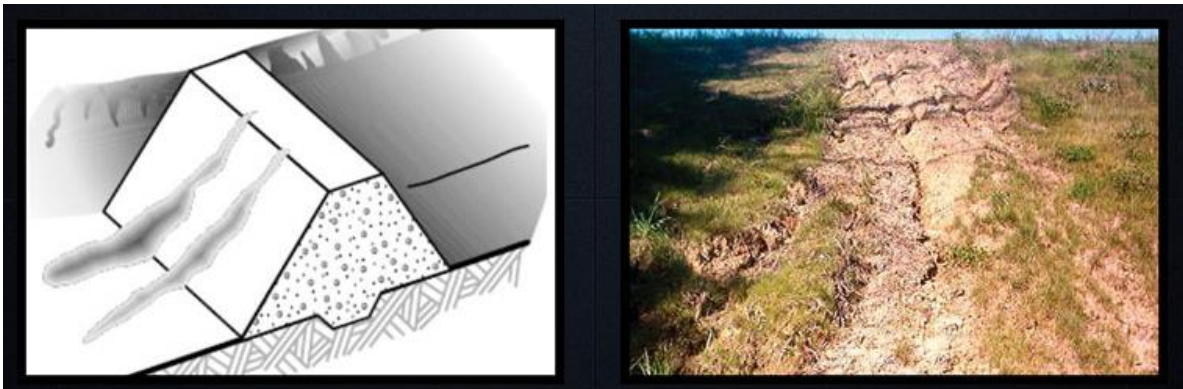


Figura 1.9 Falla por erosión del talud de la cortina aguas abajo. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.10 Falla por vegetación excesiva en la cortina. U.S. Department of Agriculture (2012).

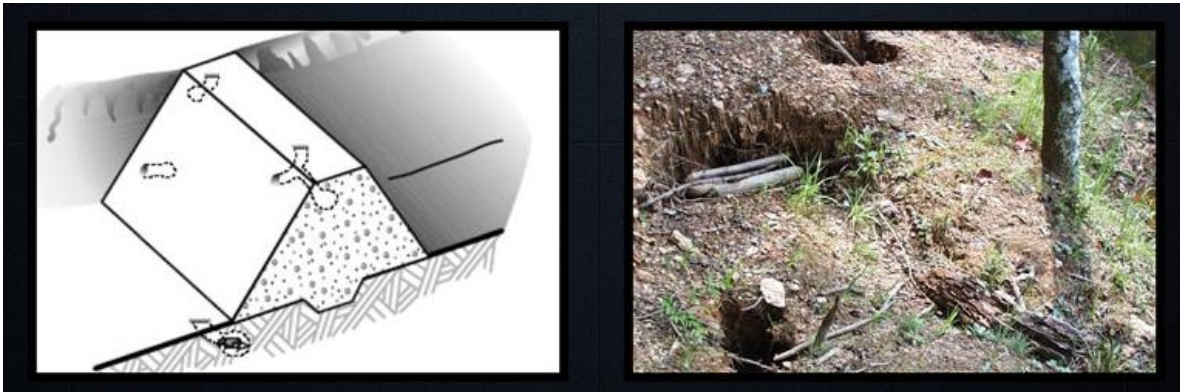


Figura 1.11 Falla por actividad de roedores. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.12 Falla por actividad de ganado. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.13 Falla por agrietamiento transversal. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.14 Falla por agrietamiento longitudinal. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.15 Falla por depresión en la corona. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.16 Falla por erosión interna. U.S. Department of Agriculture (2012).

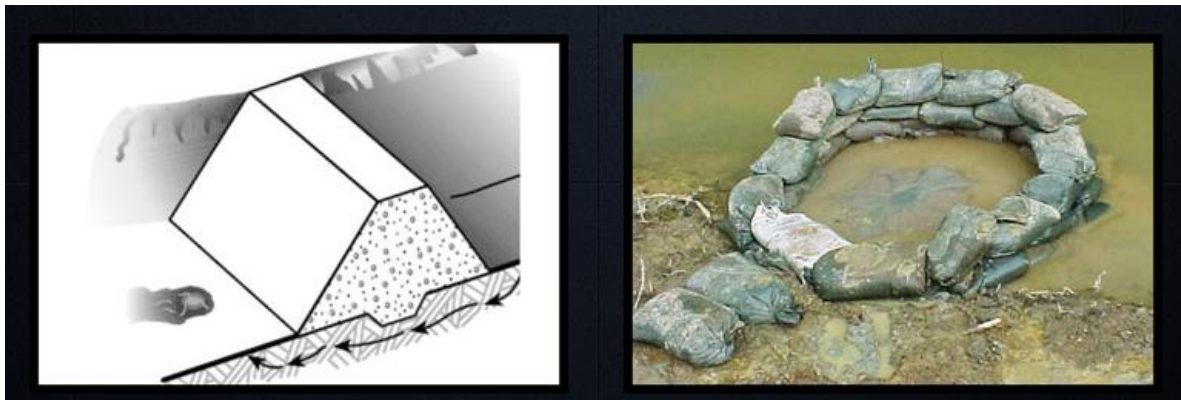


Figura 1.17 Falla por filtración a través de la cimentación. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.18 Falla por filtración en la ladera de la presa. U.S. Department of Agriculture (2012).

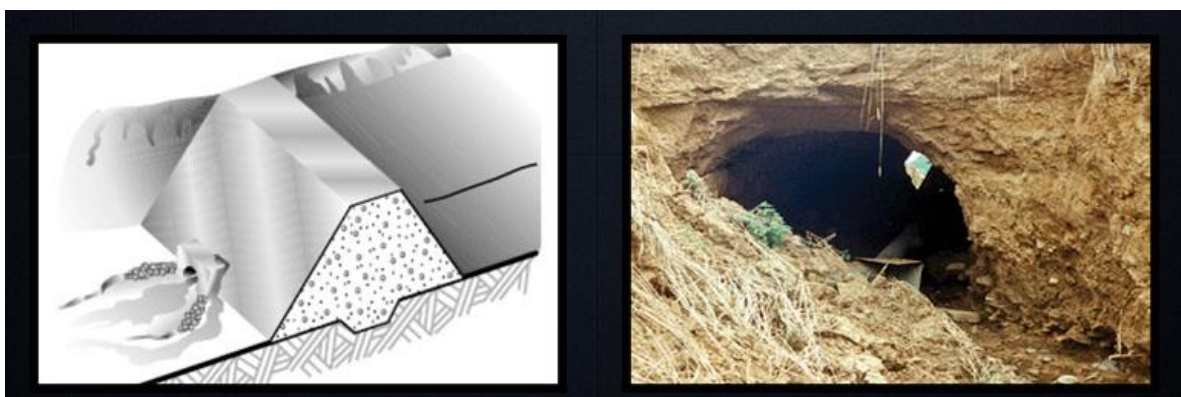


Figura 1.19 Falla por socavación a la salida de la obra de toma. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.20 Falla por fractura en estructura de concreto o mampostería. U.S. Department of Agriculture (2012).

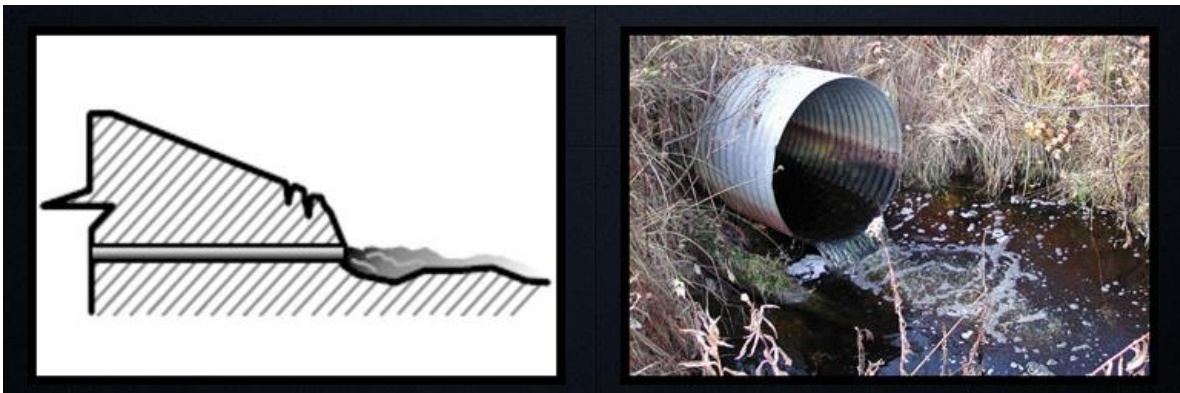


Figura 1.21 Falla por erosión en el talón de la cortina. U.S. Department of Agriculture (2012).

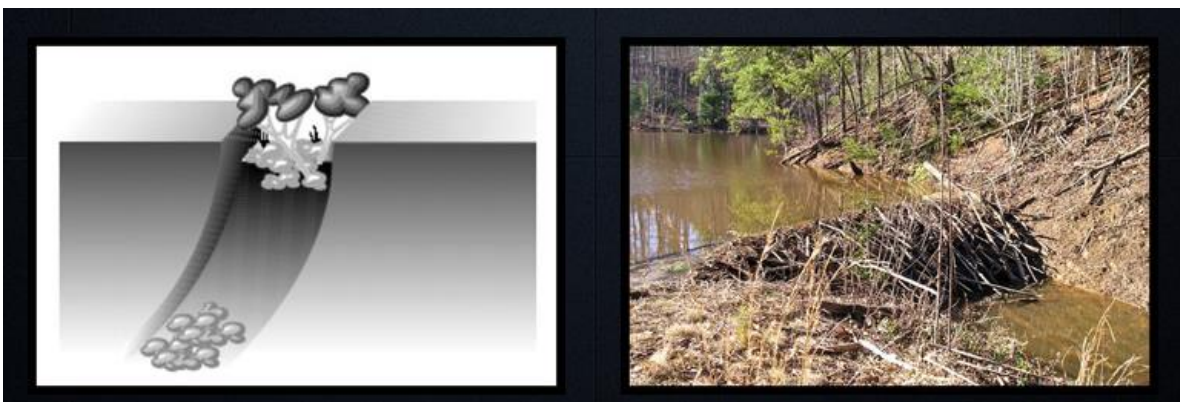


Figura 1.22 Falla por escombros o vegetación en vertedor. U.S. Department of Agriculture (2012).

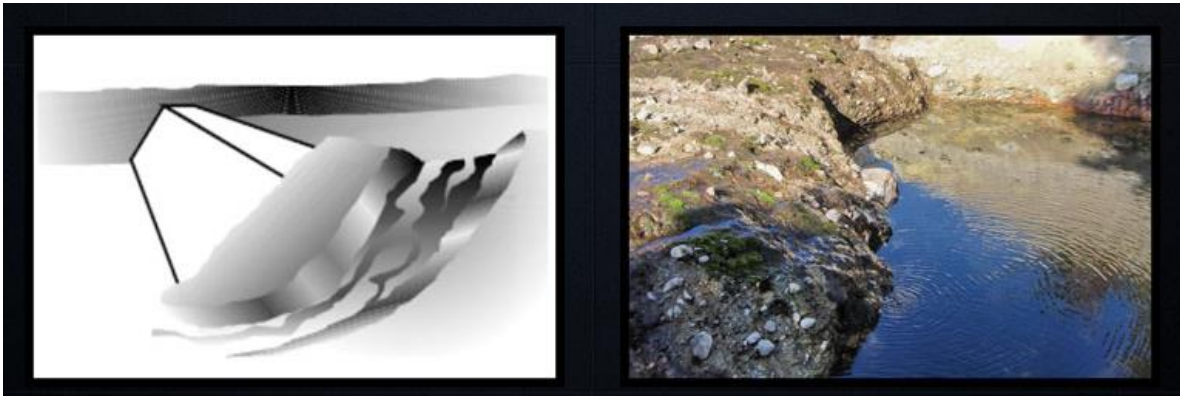


Figura 1.23 Falla por erosión en el vertedor. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.24 Falla por tubificación en una presa de Ohio. U.S. Department of Agriculture (2012).



Figura 1.25 Falla por socavación al pie del vertedor. U.S. Department of Agriculture (2012).

1.3 Fallas históricas, estado del arte

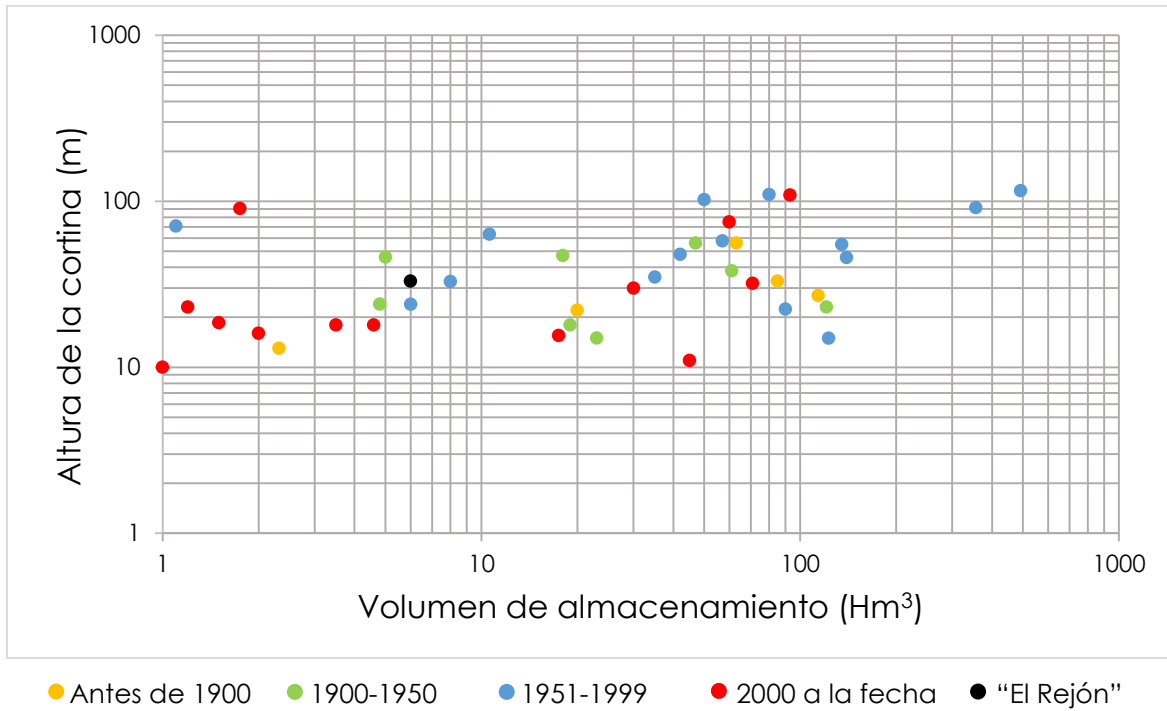
“Nada en el mundo es más suave y flexible que el agua. Pero a la hora de afrontar lo fuerte y lo duro, nada puede superarla.”

Lao Tse (640 a.C. – 531 a.C.)

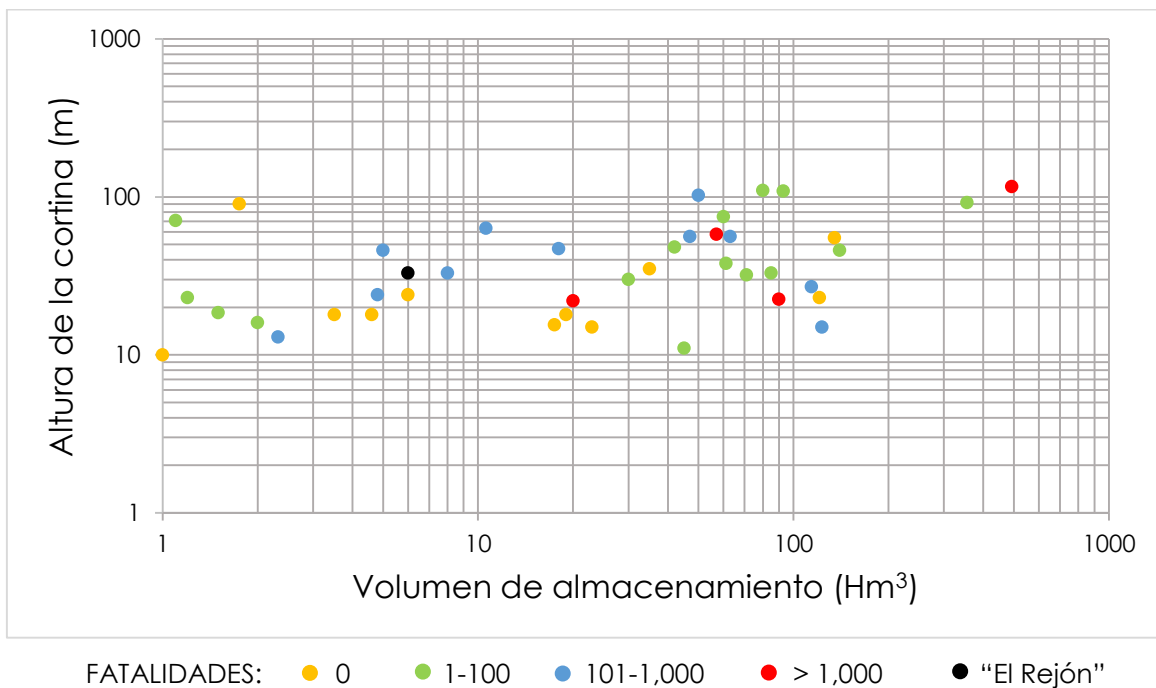
A continuación se presenta un listado de presas de diferentes tipos que han fallado en diferentes partes del mundo, donde se muestra la capacidad y la altura de cortina con la que fueron diseñadas, así como el número de fatalidades en cada uno. Para fines de comparación, se incluye la presa de estudio “*El Rejón*” en las gráficas.

REGISTRO HISTÓRICO DE PRESAS FALLADAS EN EL MUNDO					
PRESA	AÑO	PAÍS	FATALIDADES	VOLUMEN (Hm ³)	ALTURA (m)
Pantano de Puentes	1802	España	608	63	56
Dale Dike Reservoir	1864	Reino Unido	244	114	27
South Fork Dam	1889	Estados Unidos	2209	20	22
Mill River Dam	1874	Estados Unidos	139	2.32	13
Walnut Grove Dam	1890	Estados Unidos	100	85	33
Hauser Dam	1908	Estados Unidos	0	121	23
Lake Toxaway Dam	1916	Estados Unidos	0	19	18
Sweetwater Dam	1916	Estados Unidos	0	23	15
Lower Otay Dam	1916	Estados Unidos	14	61.1	38
Tigra Dam	1917	India	1000	4.8	24
Gleno Dam	1923	India	356	5	46
St. Francis Dam	1928	Estados Unidos	600	47	56
Secondary Dam of Sella Zerbino	1935	Italia	111	18	47
Vega de Tera	1959	España	144	8	33
Malpasset	1959	Francia	423	50	102.5
Panshet Dam	1961	Indonesia	1000	10.6	63.5
Baldwin Hills Reservoir	1963	Estados Unidos	5	1.1	70.7
Swift Dam	1964	Estados Unidos	28	42	48
Pantano de Torrejón-Tiétar	1965	España	54	140	46
Sempor Dam	1967	Indonesia	2000	57	58
Banqiao and Shimantan Dams	1975	China	171000	492	116
Teton Dam	1976	Estados Unidos	11	355.5	92
Machchu-2 Dam	1979	Indonesia	5000	90	22.5
Wadi Qattara Dam	1979	Libia	0	135	55
Presa de Tous	1982	España	25	80	110
Presa de Carsington	1984	Reino Unido	0	35	35
Kantale Dam	1986	Sri Lanka	180	123	15
Aznalcóllar	1998	España	0	6	24
Zeyzoun Dam	2002	Siria	22	71	32
Big Bay Dam	2004	Estados Unidos	0	17.5	15.5
Situ Gintung	2009	Indonesia	98	2	16
Kyzyl-Agash Dam	2010	Kazajistán	43	45	11
Hope Mills Dam	2010	Estados Unidos	0	1	10
Delhi Dam	24/07/2010	Estados Unidos	0	4.6	18
Niedow Dam	07/08/2010	Polonia	1	30	30
Ajka alumina plant accident	04/10/2010	Hungría	10	1.2	23
Fujinuma Dam	11/03/2011	Japón	8	1.5	18.5
Köprü Dam	24/02/2012	Turquía	10	93	109
Tokwe Mukorsi Dam	04/02/2014	Zimbawe	0	1.75	90.3
Bento Rodrigues	05/11/2015	Brasil	24	60	75
Sparmos Dam	27/03/2016	Grecia	0	3.5	18
Presa Rejón	--	México	--	6	33

Tabla 1.1 Registro histórico de presas falladas.



Gráfica 1.1 Registro de presas falladas en el mundo organizadas por fecha del evento.



Gráfica 1.2 Registro de presas falladas en el mundo organizadas por número de fatalidades.

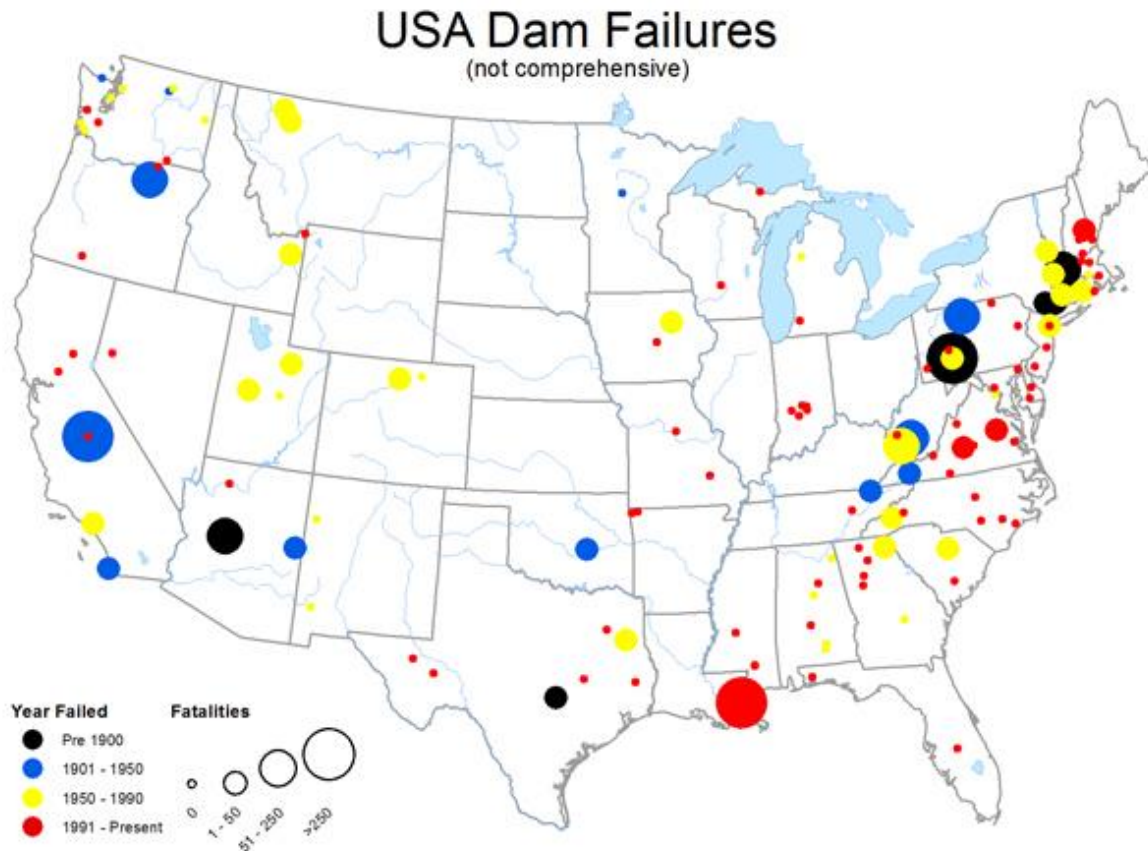


Figura 1.26 Fallas de presas en Estados Unidos según su fecha y asociado al número de víctimas fatales del evento. Halgren J. (2010).

PRESAS EN MÉXICO

Existen más de 4,462 presas en México, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas (altura de la cortina superior a los 15 metros), de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés).

La capacidad de almacenamiento de las presas del país es de aproximadamente 150 mil millones de metros cúbicos. Mientras que el volumen almacenado en 98 de las principales presas en el año 2010 es de aproximadamente 106 mil millones de metros cúbicos. Este volumen depende principalmente de los escurrimientos que entran al vaso de almacenamiento.

Son 116 presas principales (Figura 1.27) las que representan casi el 79% de la capacidad total de almacenamiento del país (CONAGUA, 2012).

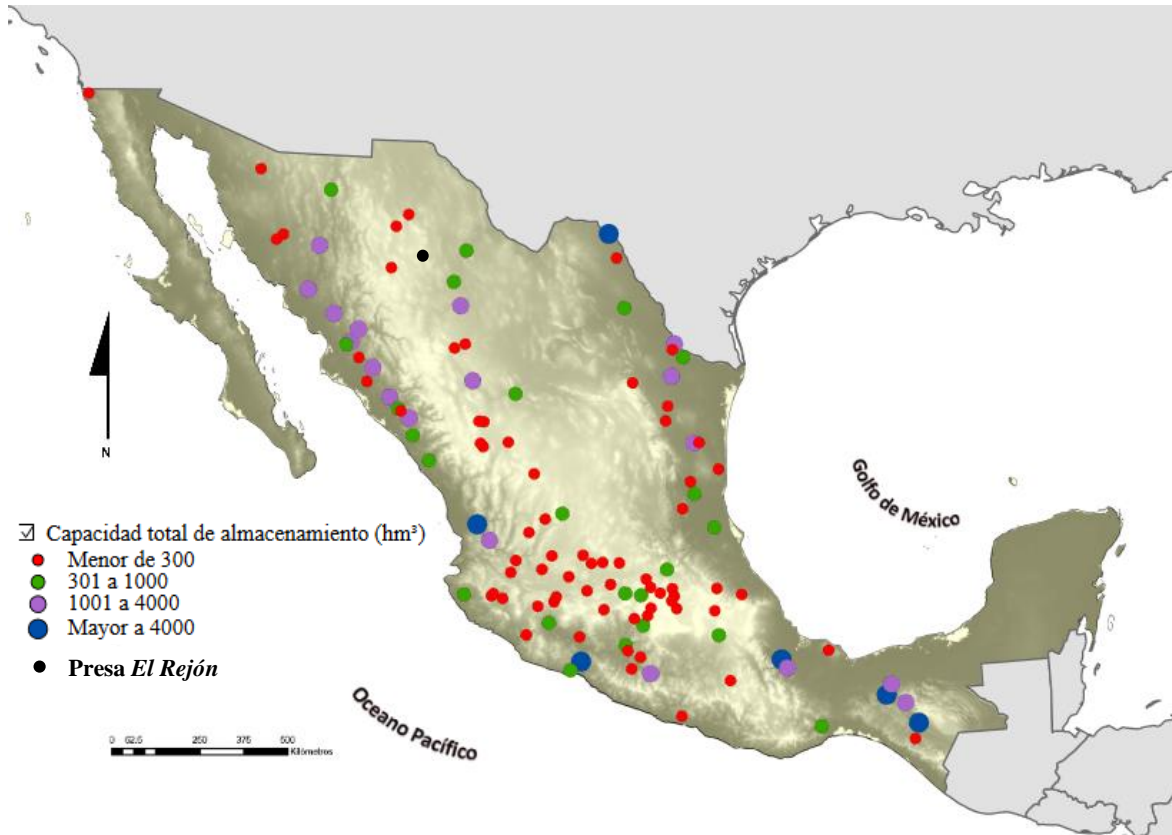


Figura 1.27 Ubicación geográfica de las 116 principales presas de México, que representan casi el 79% de la capacidad total de almacenamiento a nivel nacional. CONAGUA (2012).

FALLAS HISTÓRICAS EN PRESAS DE TIERRA

Quizá el evento de este tipo más estudiado de la historia es la falla de la presa Teton en Estados Unidos, con 93 metros de altura y con una capacidad de almacenamiento de 355,550,000 m³, ubicada en el río Teton en el estado de Idaho. La construcción de esta presa fue finalizada en Noviembre de 1975 y tras una falla en la unión de la cortina con una de las márgenes, se produjo el 5 de Junio de 1976 su rompimiento y desagüe del embalse, cobrando la vida de 14 personas y cerca de 1 millón de dólares en reconstrucción e indemnizaciones.



Figura 1.28 Vista del rompimiento de la presa Teton en Junio de 1976. Department of Earth Science, University of California (1976).

Otro caso más reciente fue la rotura de la presa de residuos mineros que ocasionó una avalancha de lodo sobre el distrito de Bento Rodrigues, en la ciudad de Mariana en Brasil. Hasta la fecha se desconocen las causas que hicieron fallar la presa que contenía 62 millones de metros cúbicos de agua y residuos minerales. Miles de toneladas de lodo arrasaron con la población de unos 600 habitantes, las cifras oficiales son de 17 fallecidos, 11 desaparecidos y 75 heridos, además de millones de dólares en pérdidas económicas y en daños ambientales.



Figura 1.29 Vista del rompimiento del dique de Minas Gerais en Mariana, Brasil. Globo News (2015).



Figura 1.30 Falla de presa por tubificación en Walla Walla County. Washington State Department of Ecology (1993).



Figura 1.31 Falla de presas e inundaciones en Carolina del Sur. National Geographic (2015).

Otro ejemplo se pudo observar durante el mes de octubre de 2015 en Carolina del Sur. En este caso, las lluvias torrenciales provocaron fallas en al menos una docena de presas y diques.

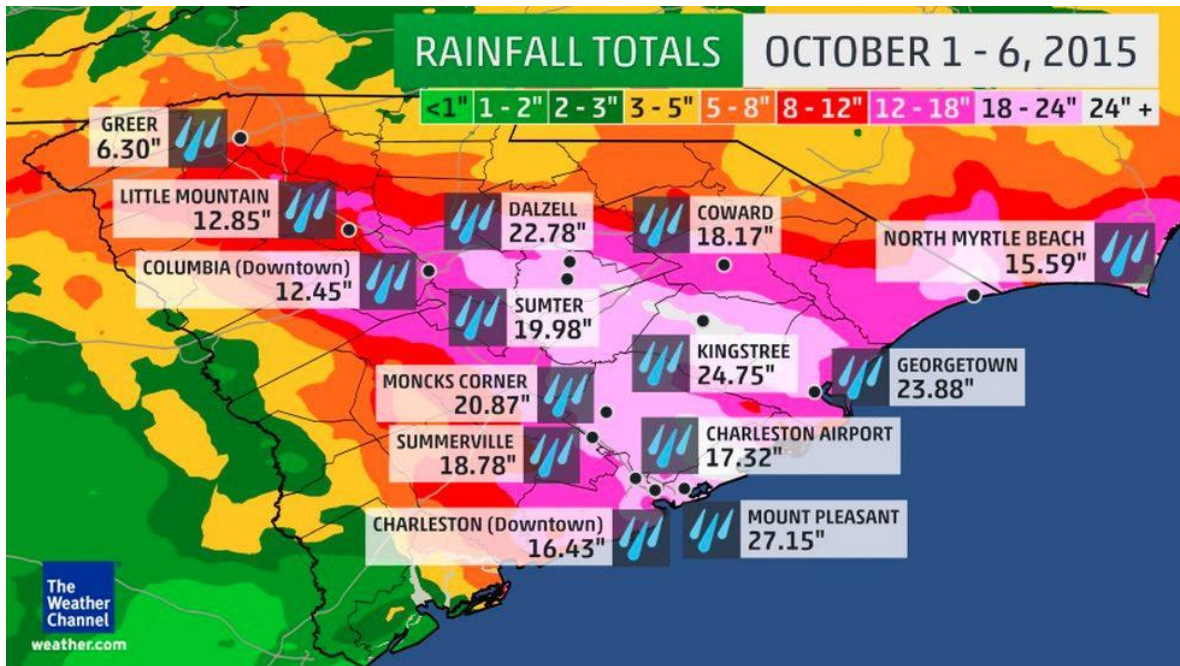


Figura 1.32 Precipitación acumulada del 1 al 6 de octubre de 2015 en Carolina del Sur. The Weather Channel (2015).

2. Estrategias para la gestión de inundaciones

2.1 México: El Plan Hídrico Integral de Tabasco

En el año 2007 ocurrió la peor inundación registrada en el estado de Tabasco, a partir de la tercera semana del mes de octubre y durante el mes de noviembre, debido a varias depresiones tropicales y frentes fríos en el sureste del país, se presentaron precipitaciones acumuladas atípicas que trajeron consigo el desbordamiento de varios ríos de la región, tales como el Grijalva, Carrizal y La Sierra.

El rompimiento de bordos de protección con los que se contaba, en conjunto con malas decisiones de infraestructura, trajeron como desenlace que se inundara el 80% de la ciudad de Villahermosa y que se quedara incomunicada debido a la afectación en las vías de comunicación. Las inundaciones en algunas regiones de Chiapas y gran parte de Tabasco dejaron un daño económico que se estimó en 700 millones de dólares y un millón de personas afectadas (CONAGUA-PHIT, 2012).

Ante estos eventos, se tuvo la necesidad de elaborar un “Plan Hídrico Integral para Tabasco” (PHIT), el cual se acordó por la CONAGUA (2008) la intervención del Instituto de Ingeniería de la UNAM para la ejecución de dicho plan; como parte de las acciones se contempló un Plan de Acción Urgente (PAU) y un Plan de Acción Inmediato (PAI).

El Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM ha realizado a través de varios años, diferentes estudios de la zona, entre estos estudios se tiene el de Maza (1997), quién tras identificar las condiciones de la cuenca Grijalva-Usumacinta y la estructura existente, propuso la selección de alternativas contra inundaciones a nivel de gran visión.

Los responsables del proyecto por parte del Instituto de Ingeniería son:

Director Ejecutivo

Dr. Fernando González Villareal

Hidrología

Dr. Ramón Domínguez Mora

Hidráulica Fluvial

Dr. Jesús Gracia Sánchez

Hidráulica e Hidrodinámica

Dr. Oscar A. Fuentes Mariles

Geotecnia

Dr. Auvinet Guichard

Estructuras

Dr. Meli Piralla

Las acciones propuestas en el PHIT que se dividen en estructurales y no estructurales son las siguientes:

	DESCRIPCIÓN	MEDIDA ESTRUCTURAL	MEDIDA NO ESTRUCTURAL
HIDROLOGÍA	<ul style="list-style-type: none"> • Ubicación geográfica • Eventos hidrometeorológicos extremos • Presencia de huracanes 	<ul style="list-style-type: none"> • Instrumentación • Sistema de monitoreo • Medición en tiempo real • Uso de radar • Reforestación 	<ul style="list-style-type: none"> • Pronóstico • Sistema de alerta • Políticas operativas en presas • Gestión de crecidas • Determinación de escalas críticas en cauces
INFRAESTRUCTURA	<ul style="list-style-type: none"> • Modificación de la hidrología debido a bordos y caminos que interrumpen el drenado natural de la cuenca • Infraestructura incompleta • Mantenimiento deficiente • Operación empírica • “Diseño emergente” 	<ul style="list-style-type: none"> • Readaptación del sistema de drenaje superficial • Rehabilitación de infraestructura • Construcción de protección a centros de población • Mantenimiento • Ingeniería básica 	<ul style="list-style-type: none"> • Programa de supervisión y mantenimiento • Revisión de los criterios de diseño • Supervisión adecuada en la construcción • Manual operativo • Asignación clara de responsabilidades • Evaluación de la interacción infraestructura-medio ambiente
ORDENAMIENTO TERRITORIAL	<ul style="list-style-type: none"> • Ubicación de personas en los márgenes de los ríos • Construcción de viviendas en zonas de regulación • Regulación inadecuada 	<ul style="list-style-type: none"> • Reubicación • Delimitación de zonas federales • Delimitación de zonas protegidas • Delimitación de zonas de regulación y humedales 	<ul style="list-style-type: none"> • Reglamentos • Leyes • Supervisión • Programas de protección civil

Tabla 2.1 Acciones estructurales y no estructurales consideradas en el Plan Hídrico Integral de Tabasco. Carrillo – Sosa (2009).

2.2 Países Bajos: The program Room for the River

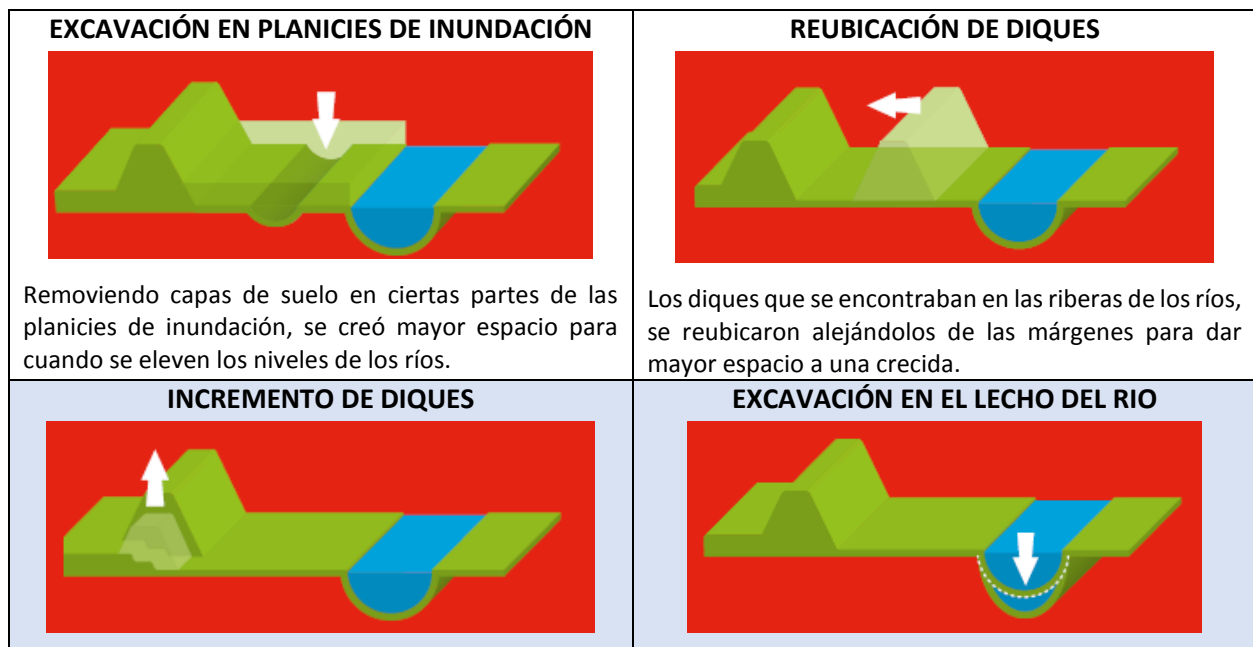
Como es sabido, gran parte del territorio de los Países Bajos se encuentra abajo del nivel del mar.

En el año 1993 y 1995, el nivel de los ríos se elevó peligrosamente dando así paso a la creación de un programa elaborado por el gobierno de los Países Bajos llamado “Room for the River”; en 1995 cerca de 250,000 personas y más de un millón de animales tuvieron que ser evacuados. El presupuesto para este programa se concretó en los 2.3 billones de euros y su inició fue en el año 2007, teniendo su final en el 2015.

Los cauces principales en que se trabajó fueron: *Rhine, IJssel, Lek y Waal*, en los que se trabajó en más de 34 ubicaciones para ampliar o modificar sus cauces y dar mayor espacio a sus corrientes. Los responsables en conjunto de este programa son las localidades, municipalidades, autoridades en temas del agua y la Dirección General para Trabajos Públicos y Manejo del Agua.

Los principales objetivos trazados contemplaron el hacer las **riberas de los cauces más seguros**, dando a su vez mayor espacio para su corriente, como el caso del río Rhine donde se contempló que circulara un gasto de 16,000 m³/s hacia el mar con la mayor seguridad posible; esto significa que se aumentó en más de 1,000 m³/s la capacidad del río. Además se implementó el crear **atractivos naturales en las riberas**, con ello se creó una oportunidad de tener espacios de calidad para turistas y locales en donde existen áreas recreacionales que fomentan actividades económicas.

La protección ante el aumento del nivel del agua para los más de cuatro millones de habitantes que viven en las zonas potencialmente peligrosas es fundamental, el impacto ha sido reubicar 150 casa y 40 centro de negocio para generar el espacio adicional necesario para los cauces y hacerlo más seguro para los habitantes. El resultado brindó mejores planicies de inundación y un cauce mejor trazado, se trabajó con medidas tanto estructurales como no estructurales para crear un programa funcional y único en el mundo.





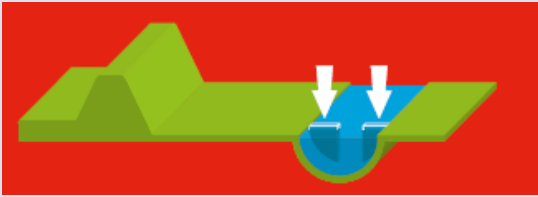

<p>El incremento en el tamaño de los diques se realizó en aquellas ubicaciones donde no era posible crear mayor espacio en el cauce.</p>	<p>Se excavó en el lecho del río para tener una plantilla más baja y con ello una mayor capacidad de captación en el cauce.</p>
<p>ALMACENAMIENTOS DE AGUA</p>  <p>Como resultado de una combinación controlada de compuertas cerradas y los grandes volúmenes del río fluyendo hacia el mar, existen áreas que sirven como almacenamientos temporales de agua.</p>	<p>CANALES AUXILIARES</p>  <p>Un canal auxiliar está formado entre dos diques, este se ramifica por fuera del río y transporta algo del caudal por otra ruta cuando crece el nivel del agua.</p>
<p>DISMINUCIÓN DE ESPIGONES</p>  <p>Los espigones sirven para asegurar que el río no modifique su curso o pierda profundidad, sin embargo, cuando crece el cauce hace más lento su flujo. Al disminuirlos, existe la posibilidad de que fluya con mayor rapidez.</p>	<p>REMOCIÓN DE OBSTÁCULOS</p>  <p>Donde sea posible, remover o rediseñar los obstáculos en la ribera o planicie de inundación que asegure que el agua fluya con mayor velocidad.</p>

Tabla 2.2 Medidas estructurales tomadas en cuenta en el programa “Room for the River”.
UNESCO-IHE (2013).

2.3 Reino Unido: Making Space for Water

Recientes eventos de inundación, tales como los de 1998 y 2000 y más recientes en Carlisle, han evidenciado la necesidad por parte del gobierno de desarrollar una estrategia exhaustiva, integrada y pensando a largo plazo en la gestión de riesgos por futuras inundaciones y erosión costera en Inglaterra. Esto provocó que el gobierno publicara el documento “*Making space for water*” el 29 de Julio del 2004. Ahora existe una reacción gubernamental que contempla la agenda futura sobre cómo implementar nuevas estrategias para los próximos 20 años y más allá.

El documento contiene un programa de trabajo que abarca diferentes aspectos en la gestión del riesgo por inundación y erosión costera, incluyendo la forma en que se evalúan los riesgos, el enfoque en los asuntos de drenaje urbano, la forma de

gestionar las inundaciones y erosión costera, como dar a conocer y brindar apoyo a las personas en situación de riesgo.

En un enfoque más integral, se estarán tomando acciones para asegurar la adaptabilidad al cambio climático que es una parte importante de las decisiones a tomar en el tema de inundaciones y erosión costera. Se involucrará a todos los interesados en todos los niveles para lograr un mejor equilibrio entre los tres pilares del desarrollo sustentable (económico, social y medioambiental).

El manejo de la información es clave para mejorar en el manejo de riesgos, se incluirá la erosión costera en los mapas de riesgo para determinar un alcance de trabajo con el objetivo de incluir otras fuentes de riesgo (agua subterránea, drenaje urbano y flujo superficial); se empleará una serie de técnicas para tener en cuenta las consecuencias ambientales y sociales.

También se tomará en consideración el pilar social de desarrollo sustentable, extendiendo las herramientas del manejo de riesgos con:

- Expandiendo las tareas de alerta y sensibilización contra inundaciones.
- El fomento a las medidas para mejorar la resistencia y la resiliencia a las inundaciones, incluyendo el alcance de los trabajos en el desarrollo y entrega de un piloto que ayude directamente a los individuos.
- Trabajando para mejorar la base de evidencias en el caso de erosión costera e investigar las implicaciones prácticas de un portafolio más amplio de herramientas (esto es en respuesta a las sugerencias hechas durante la consulta del documento “*Making space for water*” donde se necesitaron nuevas herramientas para ayudar a las comunidades costeras a adaptarse a una costa en constante cambio).

Las principales directrices en el documento son: Planeación en el Uso de Suelo, Asuntos Rurales, Manejo Integral del Drenaje Urbano y Asuntos Costeros; todos los documentos, minutas, ejercicios y reportes están disponibles para su consulta en www.defra.gov.uk/enviro/fcd/policy/strategy.htm. Se han recibido 268 respuestas formales al ejercicio de consulta de una amplia variedad de organizaciones interesadas, empresas y particulares.

Esta primera respuesta por parte del gobierno de “*Making space for water*” propone incorporar cinco principios establecidos en el manejo de inundaciones y erosión costera en una estrategia sustentable de desarrollo y son:

- Viviendo dentro de los límites ambientales.
- Asegurando una sociedad fuerte, saludable y justa.
- Logrando una economía sustentable.
- Promoviendo buena gobernanza.
- Usando la ciencia con prudencia y responsabilidad.

La gestión de riesgos por inundación y erosión costera están claramente incluidos en una serie de políticas del gobierno que abordan la planificación, desarrollo urbano y rural, agricultura, transporte, conservación de la naturaleza y conservación del medio ambiente histórico.

2.4 Modelado de inundaciones por rotura de presa

La superficie de inundación provocada por la rotura de una presa puede variar considerablemente en función de las características de la región agua debajo de la cortina y de sus condiciones iniciales. Factores tales como la resolución y calidad del modelo digital de elevación, el hidrograma de salida generado por la rotura de la presa, los parámetros físicos de la región inundable, entre otros, definirán la magnitud de su impacto en la zona afectada.

En general, existen tres posibles escenarios de rotura de una presa, siendo necesario modelar el comportamiento hidráulico del fenómeno para poder conocer sus posibles afectaciones aguas debajo de la cortina:

- **Rotura sin crecida.** Se asume que el embalse se encuentra en su nivel máximo ordinario (NAMO), siendo las condiciones de desagüe de la presa las correspondientes a dicho nivel.
- **Rotura con crecida.** Se asume que la rotura se produce cuando llega una crecida al embalse y la elevación de éste coincide con el nivel extraordinario de la presa (NAME). La crecida que se selecciona para el análisis es la mayor de las dos siguientes: 1) la avenida de diseño del vertedor; 2) si existe una presa aguas arriba, el hidrograma procedente de la rotura de dicha presa.
- **Rotura de compuertas.** Éste es un escenario que sólo ha de considerarse cuando se tenga un vertedor con compuertas; en dicho caso, se asume que el embalse se encuentra en el nivel máximo ordinario y que las compuertas fallan de forma secuencial en un tiempo total inferior a 10 minutos.

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA ROTURA

La modelación hidráulica de la rotura de una presa consiste en tres fases: 1) estimación de los parámetros de la brecha de rotura (dimensiones y tiempo de formación); 2) cálculo del hidrograma resultante de la rotura; y 3) tránsito de la onda de flujo aguas abajo de la presa.

Existen más de 25 modelos para modelar el proceso rotura -tránsito del hidrograma- (ICOLD, 1998), los cuales pueden agruparse en las siguientes categorías:

- **Modelos con base física.** Estiman el desarrollo de la brecha y el hidrograma resultante de la rotura mediante ecuaciones de erosión basadas en principios hidráulicos, el transporte de sedimentos y la mecánica de suelos.
- **Modelos paramétricos.** Predicen la geometría de la brecha y su tiempo de rotura con ecuaciones empíricas desarrolladas a partir de datos de casos reales de rotura. La evolución de la brecha se simula de manera lineal, y el hidrograma se obtiene mediante ecuaciones hidráulicas.
- **Modelos empíricos.** Estiman directamente el caudal pico del hidrograma provocado por la rotura, en función de datos como el volumen del embalse, la altura de la presa, entre otros, asumiendo una determinada forma para el hidrograma.

INFORMACIÓN REQUERIDA PARA LA MODELACIÓN

Los datos básicos necesarios para cualquier modelo hidráulico de rotura de presas, en condiciones de flujo variable, corresponden a cada una de las tres fases en la que se puede caracterizar el problema de la rotura: brecha, hidrograma derivado de una rotura y tránsito del hidrograma. El modelado de la brecha depende del tipo de material, composición, granulometría, límites elásticos y plásticos, ángulo de fricción o reposo, entre otros, mientras que el modelado del hidrograma generado por la rotura y su propagación agua abajo considerará los siguientes aspectos:

- **Datos relativos al vaso de almacenamiento.** Nivel al inicio de la rotura, curva elevación-área-volumen, hidrograma de entrada, hidrograma de salida. Algunos modelos requieren las curvas de calibración de las estructuras de evacuación de caudal (vertedores, desfogues, tomas, etc.).
- **Datos relativos a la cortina.** Altura o cotas de coronación, longitud de la cortina, coeficiente de vertimiento, geometría de la sección transversal del cauce en la que se sitúa la presa.

- **Datos relativos al cauce.** Geometría (secciones transversales), factores de rugosidad, coeficientes de expansión y contracción, factores de sinuosidad, geometría y ubicación de estructuras de cruce (puentes, alcantarillas, etc.), condiciones existentes en el cauce aguas abajo de la cortina (curva caudal-nivel y nivel de flujo preestablecido). La longitud total de cauce dependerá de la zona de interés que pueda ser afectada.

MAPAS DE RIESGO POR INUNDACIÓN

El mapa de inundación constituye el producto final del análisis de rotura de presa y es la información de mayor interés de los organismos encargados de gestionar la alerta temprana y evacuación de la población en riesgo. Es por ello que resulta necesario proveer la mejor información posible para la toma de decisiones. En caso de inundación por rotura de presa (Morris y Galland, 2000), sugieren tener en cuenta los siguientes criterios en la elaboración de dichos mapas:

- **Escala.** En planes de emergencia, los principales usuarios de los mapas serán los organismos encargados de la protección de la población (por ejemplo, Protección Civil), por lo que los mapas deberán estar elaborados sobre cartografía oficial actualizada, mostrando claramente los sitios potenciales de afectación y el acceso a ellos. Para zonas urbanas se recomienda una escala de al menos 1:10.000, aunque para fines de esquematización del área total de inundación, la escala puede ser de menor detalle (1:25.000 o 1:50.000), dependiendo de la extensión total inundada.
- **Esquema del área inundable.** El polígono de inundación debe estar claramente delimitado, de tal forma que su extensión y límites se distingan a primera vista. Es recomendable no incluir en un mismo mapa distintas franjas de inundación correspondientes a diferentes hipótesis de rotura, para no crear confusión.
- **Uso del color.** El color suele mejorar la apariencia de los mapas y su lectura, pero es conveniente conocer su aspecto una vez fotocopiados y repartidos a la población.
- **Información proporcionada.** Los mapas deben contener toda la información relativa al área de inundación (tirante y velocidad), y las afectaciones potenciales, demarcando las infraestructuras viales que quedarían fuera de servicio.

En cuanto a los contenidos básicos de los mapas de inundación, es conveniente que se consideren los siguientes:

- **Área de inundación.** Corresponde a la envolvente de niveles máximos de inundación ante un escenario de rotura.
- **Parámetros hidráulicos.** El mapa debe llevar una tabla en la que se especifiquen los valores máximos en las diferentes secciones transversales del cauce tales como: caudal, tirante, velocidad, tiempo de llegada del caudal máximo y tiempo de llegada del nivel máximo.
- **Afectaciones potenciales.** Deben identificarse los distintos tipos de afectaciones provocadas por la rotura de la presa: núcleos urbanos, infraestructuras viales, presas aguas abajo de la zona afectada, obras de cruce del cauce (puentes, vados, alcantarillas, etc.), edificaciones industriales (plantas termoeléctricas, hidroeléctricas, de tratamiento de aguas residuales, de potabilización de agua, industrias químicas, etc.), edificaciones comunitarias (escuelas, hospitales, asilos, cementerios, parques, zonas deportivas, etc.).
- **Parámetros de valoración de afectaciones.** Dado que la gravedad de las afectaciones normalmente se determina en función de los valores máximos de velocidad y profundidad de flujo, es conveniente presentar en los mapas de inundación una tabla con los valores de esos parámetros en cada sitio de afectación. En ella debe aparecer también el tiempo posterior a la rotura en que comienza y termina la inundación en cada sitio y los tiempos en que se dan los valores máximos de caudal y tirante.
- **Tiempos de avance de la onda.** Conviene delimitar la posición del nivel máximo alcanzado cada cierto intervalo de tiempo.

ESTIMACIÓN DE AFECTACIONES

Es conveniente establecer distintos tipos o categorías de afectaciones, con el fin de priorizar las actuaciones del plan de emergencia en materia de protección y evacuación. Una posible categorización de los impactos puede ser la siguiente:

- **Núcleos urbanos.** Grupos de más de diez edificaciones con calles, plazas y vías urbanas.
- **Edificaciones dispersas.** Casas normalmente en campo abierto habitadas permanentemente o temporalmente.

- **Servicios esenciales.** Son aquéllos necesarios en las actividades básicas de la población: sistemas de abastecimiento de agua potable, tratamiento de aguas residuales, suministro de energía, red de drenaje, sistemas de comunicaciones y de transporte.
- **Bienes materiales.** Hacen referencia a industrias, zonas agrícolas, y otro tipo de infraestructura.
- **Bienes ambientales.** En esta categoría se incluyen espacios naturales protegidos, parques nacionales, reservas ecológicas, y en general todos aquellos elementos y territorios que gocen de alguna figura legal de protección.
- **Otras afectaciones.** En esta categoría se incluyen las afectaciones que no sean clasificables en las categorías anteriores, por ejemplo, plantas químicas, centrales nucleares, presas aguas abajo de la presa analizada.

La localización y clasificación de las afectaciones se deduce de los mapas de inundación y de visitas de campo. Después de que se demarque el área inundable sobre la cartografía oficial a escala adecuada, se hace un inventario de todos los sitios o puntos clasificables en las categorías anteriores, que están total o parcialmente incluidos en dicha área. Posteriormente, se asigna para cada elemento afectado los valores máximos de velocidad y profundidad de flujo, a partir de los resultados de la modelación hidráulica. Lo mismo se hace con los tiempos de respuesta, inicio y fin de inundación.

2.5 Incertidumbre asociada al modelado de inundaciones

La incertidumbre, definida como “la imperfección en el conocimiento sobre los estados o los procesos de la naturaleza” (FAO, 1995) es una característica prevaiente en la modelación de sistemas ambientales. Para el caso de las inundaciones, la incertidumbre estadística es “la aleatoriedad o el error proveniente de varias fuentes”, como lo puede ser el uso de una metodología estadística.

Existen varios tipos de incertidumbre en el modelado de inundaciones tales como: incertidumbre en las mediciones, incertidumbre los procesos, incertidumbre en la modelación e incertidumbre en la percepción de los resultados.

Los factores que determinan la incertidumbre en los resultados finales de una modelación de inundación por rotura de presa son los siguientes:

- **Condiciones del embalse al momento de la falla.** La capacidad en la que se encuentra el vaso al momento de la falla es el primer paso en el análisis, de este dependerá el volumen total que fluya aguas abajo y, en conjunto con la evolución de la brecha por donde egresa el agua del embalse, proporcionará el gasto de salida.

Otro aspecto importante, es la existencia del gasto de entrada al vaso en el momento de la rotura, aunque si es mínimo en comparación al gasto de salida (menor a 5%), se puede despreciar. También hay que considerar que si al momento de la falla, los vertedores se encuentran en funcionamiento, este gasto se sumará al de salida por la brecha.

- **Determinación de la brecha de falla.** Es quizá el parámetro más variable en la modelación, porque se desconoce la geometría, su desarrollo y el tiempo de falla; todo ello está en función de la granulometría de la cortina, la mecánica del suelo, la compactación, así como el debilitamiento de la cortina por agentes externos (fauna nociva, avenidas extremas, sismos, hundimiento de la cimentación, actividades antropogénicas)
- **Determinación de los hidrogramas de salida.** Existen varios autores que proporcionan métodos para conocer el gasto pico y algunos otros el tiempo pico de la falla, además se han desarrollado modelos empíricos y físicamente basados que arrojan el hidrograma completo en cada instante de la falla, pero el nivel de dispersión generado con las diferentes metodologías provoca una gran incertidumbre en todo el análisis.
- **Elección del Modelo Digital de Elevación.** Se tienen distintas fuentes de información para obtener el Modelo Digital de Elevación que representará la topobatimetría del cauce y la topografía de la zona urbana; por ejemplo, en México una de las mejores opciones existentes es la información de tipo *Light Detection Imaging and Ranging* o *Laser Imaging Detection and Ranging* (LIDAR) que cuenta con una resolución espacial de 5 metros, pero desafortunadamente no todo el territorio nacional cuenta con esta información. Otra fuente de INEGI, es el modelo continuo de elevaciones de 15 metros de resolución, aunque estos valores son una interpolación de los valores obtenidos del modelo continuo de elevaciones a 30 metros. Una fuente adicional de topografía digital basada en información satelital son los productos ASTER GDEM (ASTER es el nombre del radiómetro y GDEM es *Global Digital Elevation Model* por sus siglas en inglés) y el *Shuttle Radar*

Topography Mission (SRTM), ambos con una resolución espacial de 30 metros. Adicionalmente, información topográfica de alta resolución mediante tecnología LIDAR, permite mejorar la nitidez del modelo digital de elevación, aunque la cantidad de información a gran escala requiere cantidades significativas de procesamiento para su uso en estudios de modelación hidrológica e hidrodinámica.

- **Elección del software para realizar la simulación de la inundación:**

NOMBRE	CARACTERÍSTICAS	DESARROLLADOR	CONSIDERACIONES
HEC-RAS HEC-HMS	1D y 2D (reciente) y Tool GeoRAS para SIG	U.S. Army Corp	Usualmente usado para cauces naturales y revestidos
IBER	2D, resuelve flujo turbulento a superficie libre en flujo no permanente	Instituto Flumen Universidad Politécnica de Cataluña	Resuelve ecuaciones de aguas someras bidimensionales en profundidad (Ec. de St. Venant 2D)
LISFLOOD	2D, resuelve inundaciones en planicies	Escuela de Ciencias Geográficas de la Universidad de Bristol	Alta eficiencia computacional sobre topografía compleja
MIKE	2D y 3D, cuenta con varias extensiones para casos particulares	DHI	Cuenta con múltiples herramientas y la más avanzada tecnología en programación

Tabla 2.3 Programas para modelar inundaciones en simulación hidráulica o hidrodinámica

Los diferentes escenarios de inundación se encuentran en función de la probabilidad derivada de los diferentes rangos de condiciones iniciales y parámetros de los modelos utilizados. El rango probabilístico de resultados se representa en un mapa de amenaza por inundación como se muestra en la Figura 2.1.

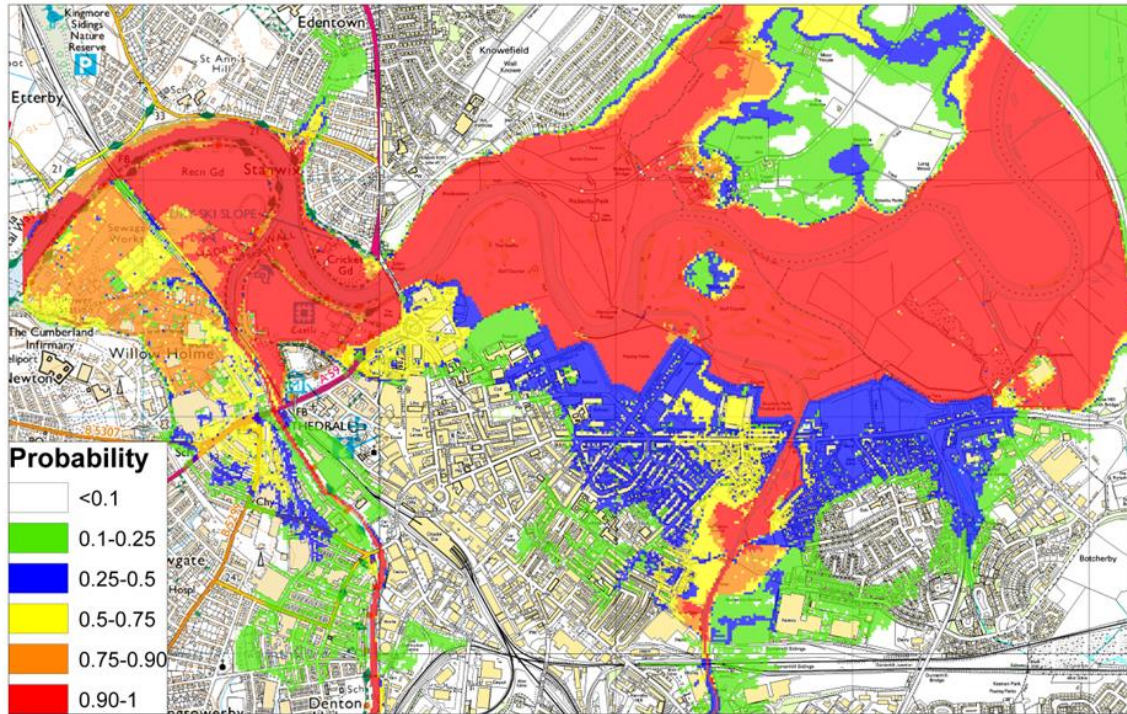


Figura 2.1 Mapa de peligro por inundación para la ciudad de Carlisle, UK en función de su probabilidad. SSBN Co. (2015).

3. Formación de brechas en cortinas de tierra

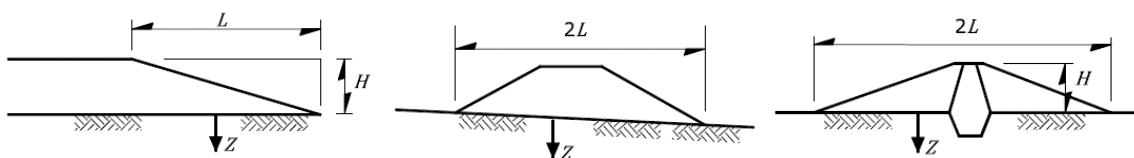
3.1 Erosividad en cortinas de tierra

Los suelos están formados por un conjunto de partículas cuyo tamaño puede variar en un intervalo muy amplio, que va desde los cantos rodados, con más de 15 cm de diámetro, hasta las partículas de arcilla coloidal, con menos de dos micras (10^{-6}). Entre estos extremos se encuentran partículas de tamaños intermedios que se clasifican principalmente como gravas, arenas, limos y arcillas.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos son el resultado de la interacción entre sus partículas. Esta interacción depende de:

- La granulometría, dada por las proporciones relativas de los diferentes tamaños de las partículas.
- La plasticidad, que es una propiedad físico-química de las partículas coloidales contenidas en la fracción más fina del suelo, constituida por partículas menores que 0.074 mm; este es el intervalo de tamaños asignado a limos y arcillas.

En el muestreo de una presa de tierra se debe de tomar en consideración ciertas dimensiones como recomendación para la exploración en un corte, relleno o cortina de tierra (Figura 3.1).



L: Longitud horizontal del talud

H: Altura del talud

Z: Profundidad mínima de exploración (1.25L)

Figura 3.1 Profundidad mínima para cortes, rellenos y presas de tierra. CFE-IIUNAM (2015).

PROBLEMAS ASOCIADOS A LOS SUELOS DISPERSIVOS

Los problemas ocasionados por los suelos dispersivos en cortinas de tierra están asociados a la erosión interna del material o tubificación. Este fenómeno suele manifestarse en el terreno de cimentación de presas, diques o canales. La tubificación se origina por un fuerte gradiente hidráulico que arrastra las partículas del suelo formando un túnel que se propaga de aguas arriba a aguas abajo. La turbiedad del agua es una manifestación del arrastre de partículas de suelo.

En presas y diques, la mayoría de las fallas asociadas con arcillas dispersivas ocurren durante el primer llenado de la obra. Debido a eso, si no se construyen filtros o si están mal diseñados es difícil contener el arrastre de los suelos producto de la erosión.

Las zonas donde se puede iniciar un proceso de tubificación son aquellas donde existen grietas preexistentes (por secado, por tensión o por asentamientos diferenciales); también en los contactos defectuosos entre el suelo y tuberías, muros u otras estructuras de concreto en la interfaz de una cimentación en roca.

Cuando ocurre un caso de tubificación bajo el efecto del flujo de agua, el esfuerzo vertical del suelo se reduce considerablemente, el esfuerzo efectivo se aproxima a cero y el suelo se encuentra eventualmente en un estado de flotación. Si el flujo de agua es divergente, además de presencia de grietas, ocurre el fenómeno de fracturamiento hidráulico lo cual provoca que se propaguen las grietas.

Cuando las arcillas dispersivas se utilizan como material de construcción se presentan otro tipo de problemas asociados al arqueado, el agrietamiento y el flujo de agua. A continuación se presentan algunos ejemplos:

- El arqueado se presenta en zonas cercanas a las tuberías, a estructuras de concreto y a laderas con pendientes fuertes. Este efecto se minimiza escalonando las laderas, con la compactación manual de las zonas de contacto con las estructuras o colocando mezclas de suelo-cemento o concreto simple como separación entre la estructura y el suelo.
- Los agrietamientos se evitan mediante el control de asentamientos totales o diferenciales excesivos. La estimación de asentamientos se realiza en la etapa de diseño de estas estructuras tomando en cuenta el proceso constructivo, los efectos bidimensionales o tridimensionales y la influencia de la compactación. También se pueden presentar agrietamientos por secado, los cuales se minimizan controlando el espesor de las capas de compactación y

el tiempo de colocación de las capas. Si los agrietamientos se presentan en una cimentación rocosa se pueden sellar con concreto lanzado.

- El mejoramiento con cal de los suelos dispersivos usados en construcción puede ser una alternativa que se debe evaluar desde el punto de vista económico. Para ellos, es importante seleccionar las zonas más críticas para la utilización de los materiales mejorados, como los lugares donde se concentra el flujo de agua (por ejemplo: alrededores del portal de salida de conductos, interfaz de una cimentación rocosa y una estructura rígida, zonas de agrietamiento potencial por tensión, aguas abajo de un corazón de arcilla impermeable, zonas aguas arriba de filtros que son colocados aguas abajo) y así reducir costos.
- Para la compactación de estos materiales, la incorporación del agua en la preparación del suelo debe ser uniforme, evitando la concentración localizada del agua. Es deseable que se humedezca el suelo en áreas del banco de préstamo por el método de inundación o de riego. También se debe evitar que en los materiales de préstamo se tengan cantidades excesivas de gravas y arenas o bajos porcentajes de partículas finas. Para reducir el potencial de agrietamiento, se recomienda mantener la humedad de compactación por arriba del contenido de agua óptimo y posteriormente compactar en capas delgadas mediante tambores neumáticos. El periodo de curado recomendable para los suelos dispersivos compactados es de tres a cuatro semanas dependiendo del contenido natural de agua.
- En presas, el comportamiento de estructuras construidas con estos materiales se debe monitorear cuidadosamente durante el primer llenado mediante parámetros básicos como niveles de agua, las presiones de poro y filtraciones utilizando instrumentación geotécnica.

IDENTIFICACIÓN EN CAMPO

Los problemas en suelos dispersivos se presentan normalmente en suelos formados en climas áridos y semiáridos y en zonas de suelos alcalinos, con pocos registros en climas húmedos.

Los suelos dispersivos pueden identificarse en el campo a partir de reconocimientos visuales de la zona, buscando indicios tales como:

- Erosión visible en taludes expuestos en carreteras o huecos longitudinales a lo largo del cauce en corrientes naturales de agua o en cortes naturales o excavaciones.

CAPÍTULO 3 – Formación de brechas en cortinas de tierra

- Hondonadas profundas en terrenos planos o casi planos.
- Turbidez excesiva en cualquier depósito de agua.
- Áreas cultivables de bajo rendimiento o crecimiento mal desarrollado que pueden indicar presencia de suelos altamente salinos.
- Presencia de quebradas profundas y fallas por tubificación en presas pequeñas.

Si bien las arcillas dispersivas no tienen un origen geológico específico suelen formarse en ambientes aluviales, en depósitos de laguna, loess y depósitos de planicies de inundación. Incluso, los depósitos marinos provenientes de lutitas o argilitas también son dispersivos.

Es común que algunas obras hidráulicas como presas, bordos y canales se construyan en zonas con ambiente aluvial y planicies de inundación, por lo que la presencia de suelos dispersivos debe detectarse en la etapa de estudios preliminares.



Figura 3.2 Vista aguas abajo de las fallas por tubificación presentadas en la cortina de la presa “La Escondida” en Tamaulipas. CFE-IIUNAM (2015).

ENSAYO DEL ORIFICIO INYECTADO (PINHOLE TEST)

En la prueba desarrollada por Sherard *et al.* (1976b), se simula el flujo de agua a través de una grieta o una trayectoria de flujo concentrado en un corazón impermeable de una presa de tierra. La prueba se realiza en una muestra cilíndrica de suelo de 0.025 m de altura y 0.035 m de diámetro, en la cual se perfora un orificio de 0.001 m de diámetro. Se hace fluir agua destilada a través del orificio bajo cargas hidráulicas de 0.050, 0.180 y 0.380 m que generan velocidades de flujo que oscilan entre 0.3 y 1.6 m/s bajo un gradiente hidráulico de 2 a 15. Durante la prueba se registra la rapidez de flujo y la turbiedad del efluente (ASTM D4647-06). En la Figura 3.3 se observa un esquema del montaje de la prueba.

Si la arcilla es dispersiva, el orificio se erosiona y el agua sale turbia en la descarga. Si el suelo no es dispersivo la erosión no se desarrolla y el efluente permanece limpio.

Se recomienda realizar la prueba en suelos con condiciones naturales, dado que el secado de la muestra puede alterar el resultado de la prueba. Si el material contiene partículas de arena o grava, el material se tamiza a través de la malla No. 10 (0.002 m). Este ensayo se diseñó para la medición directa de la dispersividad de suelos finos compactados.

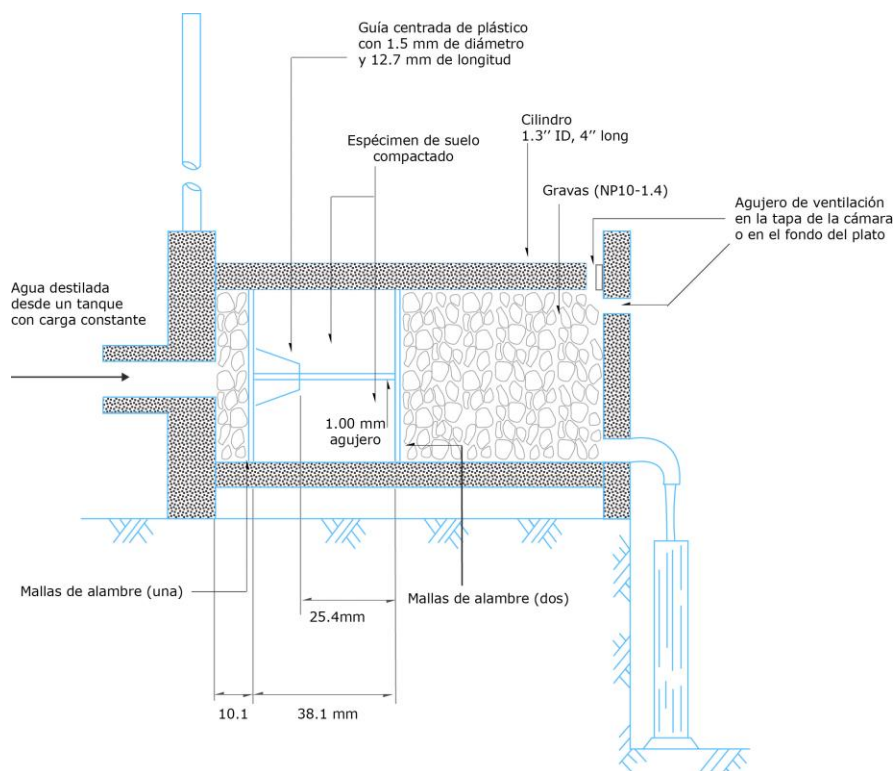


Figura 3.3 Esquema del ensayo pinhole. CFE-IIUNAM (2015).

MIGRACIÓN DE PARTÍCULAS

Existen numerosos casos prácticos en los cuales es necesario conocer los efectos del flujo del agua en la estabilidad de los taludes de materiales térreos, ya sean estos naturales (laderas) o artificiales (presa o bordo). El flujo del agua a través de los poros de los materiales, ocasiona fuerzas de filtración, mismas que hacen cambiar el estado de esfuerzos y promueven deformaciones de los materiales. Los esfuerzos cortantes generados pueden rebasar la resistencia de los materiales, propiciando grandes desplazamientos o hasta fallas totales en la masa de suelo.

Así, la migración de partículas asociada a las fuerzas de filtración en estructuras de suelo responde a un mecanismo específico de erosión interna.

El término de erosión interna está asociado a la erosión de partículas del suelo por el flujo del agua a través de una capa de suelo. Este flujo de agua genera fuerzas de filtración (Figura 3.4) que pueden dar lugar a la tubificación del suelo, creando cavidades debido a la disminución de los esfuerzos efectivos por el aumento de las presiones de poros, lo que al final provocará el desequilibrio en la estructura del suelo, ocasionando la migración de materiales finos a través de los materiales gruesos de la capa de suelo.

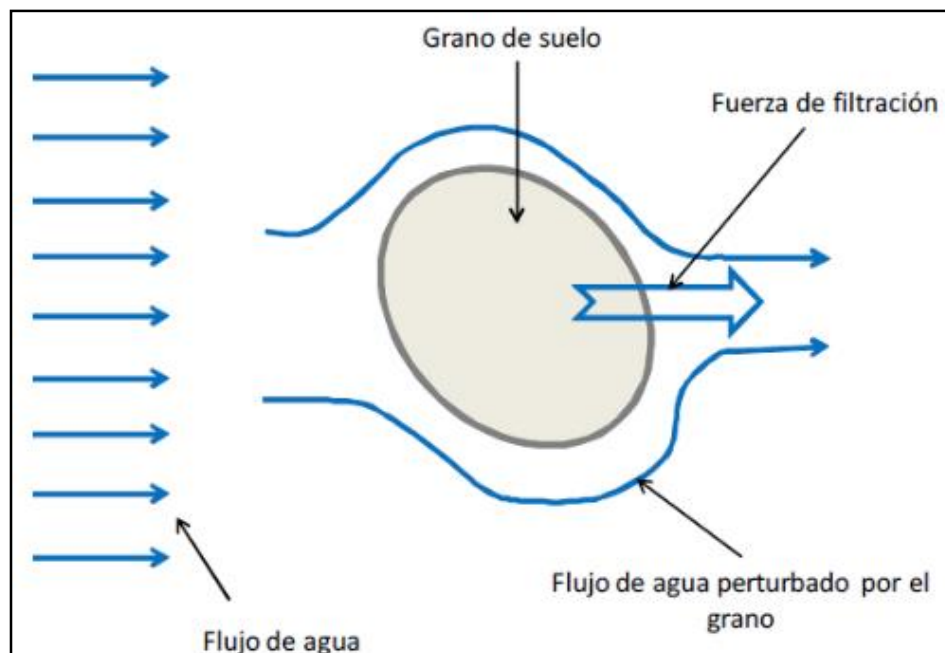


Figura 3.4 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerza de filtración. CFE-IIUNAM (2015).

Los factores que contribuyen a la erosión interna son los siguientes:

- Compactación deficiente alrededor de conductos o tubos que producen una permeabilidad alta y una concentración de flujo.
- El agrietamiento por cambios de humedad.
- La desaparición de la cobertura vegetal.
- La presencia de capas impermeables dentro del perfil del suelo.
- La presencia de fracturas, grietas o juntas de construcción.
- Los gradientes hidráulicos internos muy altos.
- La dispersividad o la solubilidad del suelo.

Los fenómenos de erosión interna son en general locales pero complejos, así como difíciles de medir. Para identificarlos y clasificarlos es necesario tomar en cuenta las condiciones de frontera, las características del suelo y la dirección del flujo (Ziems 1969). No obstante, a menudo es difícil determinar con precisión la causa de un accidente o falla de una estructura de tierra ya que varios tipos de procesos y múltiples modos de falla podrían estar involucrados. Además, la erosión interna tiene una tendencia a destruir la evidencia de las causas iniciales existentes (Peck, 1980).

La erosión interna produce fallas, movimientos de suelo en bloque (levantamientos) o bien, puede ser el resultado del fracturamiento hidráulico. Los efectos de la erosión interna implican transporte o arrastre de partículas y los tres efectos principales son los que se enuncian a continuación:

Tubificación: Es el modo de falla ocasionado por erosión interna el cual ocurre mediante algún mecanismo iniciador en una zona permeable (erosión de contacto, tubificación retrograda, sufusión o por flujo concentrado). Resulta en la formación de un ducto o tubo que puede variar en longitud desde unos pocos centímetros a cientos de metros y en diámetros de hasta decenas de metros.

Levantamiento: Es el desplazamiento de un bloque de suelo causado por un gradiente hidráulico alto. Puede ocurrir en suelos cohesivos y granulares, generalmente acompañado por lloraderos en taludes, puntos de ebullición de arena y aparición de volcanes de arena, entre otras evidencias.

Terzaghi (1973) recomendó la construcción de un “filtro invertido cargado” (materiales gruesos arriba), de tal forma que su peso, colocado en la zona donde emergen las líneas de flujo concentrado, evite el sifonamiento, incrementando el factor de seguridad.

Fracturamiento hidráulico: Consiste en una brusca aparición del flujo de agua a través de las grietas de los terraplenes, bajo los efectos de la carga hidráulica.

Por otro lado, los mecanismos iniciadores de los fenómenos de arrastre de partículas son de origen erosivo y se describen a continuación:

Erosión de contacto: Este mecanismo puede desarrollarse dentro del cuerpo de un terraplén, debajo de una cimentación o bien, en la interfaz entre dos medios donde la capa filtrante no es efectiva. En este caso, el flujo transporta las partículas más pequeñas entre las oquedades más grandes. De esta manera, los granos son transportados en forma selectiva, distinguiéndose dos tipos de erosión de contacto:

- **Erosión de contacto externa:** Se desarrolla en la interfaz entre un material grueso y uno fino, bajo el efecto de un flujo paralelo a la interfaz (Figura 3.5a).
- **Erosión de contacto interna:** Se desarrolla en el interior de un suelo donde la distribución del tamaño del grano no tiene las condiciones que permitan la filtración (Figura 3.5b).

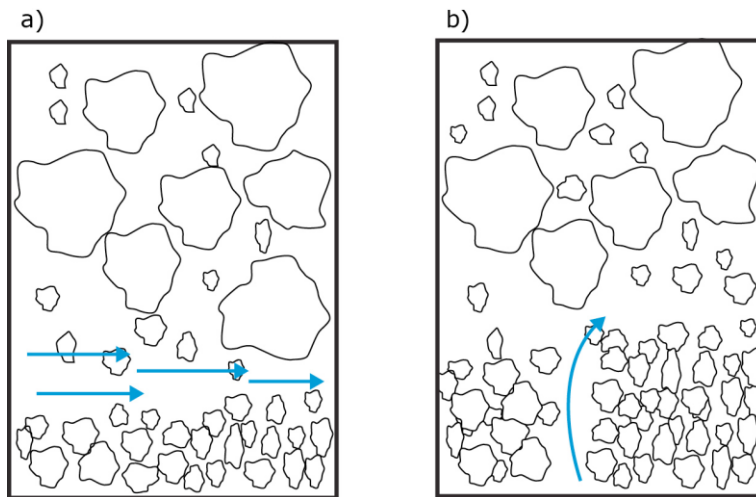


Figura 3.5 a) Erosión de contacto externa, b) Erosión de contacto interna. CFE-IIUNAM (2015).

Erosión por concentración de flujo: Suele ocurrir a través de una grieta en la estructura de suelo, causada por asentamientos diferenciales, desecación, congelación y descongelación, a través de una fractura hidráulica, o bien en los espacios vacíos cuando existe alguna estructura de concreto o tubería (Figura 3.6); también puede ocurrir a través de materiales mal compactados en donde exista un sistema de vacíos interconectados.

Sufusión: Ocurre cuando las partículas más finas de un suelo se transportan a través de la fracción más gruesa del mismo por un flujo de agua, provocando erosión la cual se manifiesta mediante una pérdida de material que puede formar grandes oquedades. Al ocurrir la sufusión queda atrás un cuerpo potencialmente inestable.

La sufusión puede ser de tres tipos:

- **Sufusión externa:** Se presenta entre la capa superior del suelo y el agua superficial. Se presenta cuando el volumen de la matriz sólida del suelo es reducido (Kovas, 1981), lo cual incrementa la permeabilidad de la masa afectada (Figura 3.7a).
- **Sufusión interna:** En una misma matriz de suelo, las partículas más finas se transportan de forma acelerada a través de la estructura de las partículas más gruesas (Figura 3.7b).
- **Sufusión de contacto:** Se define como la sufusión en la zona de contacto entre dos capas con dos composiciones diferentes de materiales. En este caso, el material fino se transporta hacia el interior del material más grueso (Figura 3.7c).

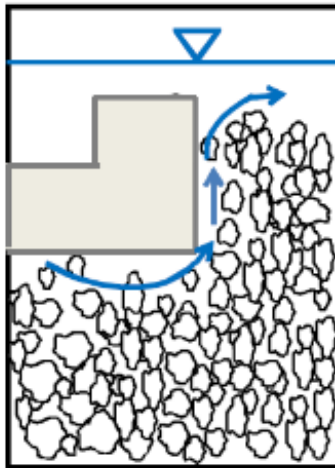


Figura 3.6 Erosión con una interfaz rígida. CFE-IIUNAM (2015).

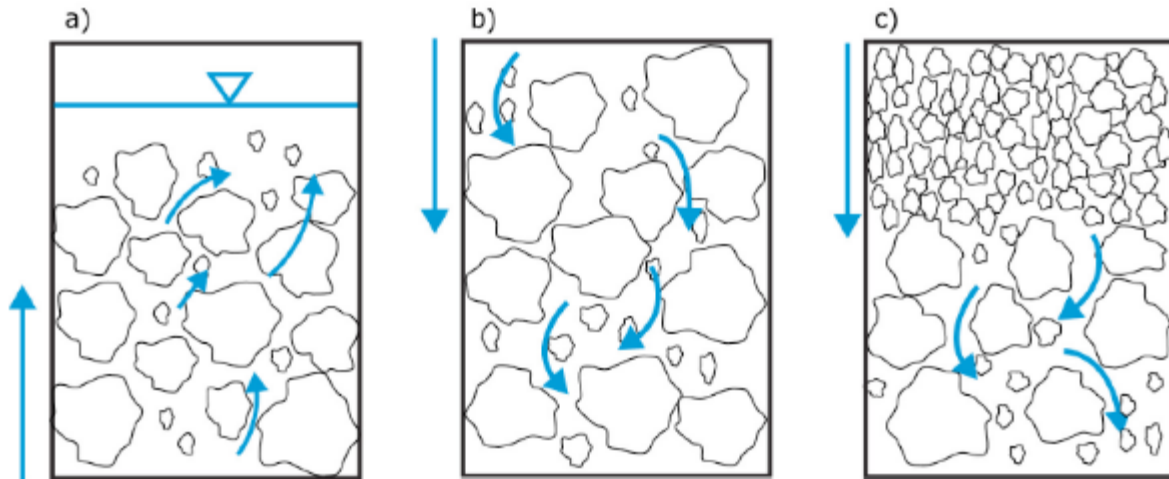


Figura 3.7 a) Sufusión externa, b) Sufusión interna, c) Sufusión de contacto. CFE-IIUNAM (2015).

Tubificación retrógrada: Se define como el proceso de remoción de partículas de suelo bajo un gradiente hidráulico saliente. Al ocurrir este fenómeno se forma un ducto, el cual crece paulatinamente en dirección contraria a la del flujo de agua (Figura 3.8). El proceso siempre sucede desde la parte localizada aguas abajo hacia la parte aguas arriba, contraria a la dirección del flujo de agua.

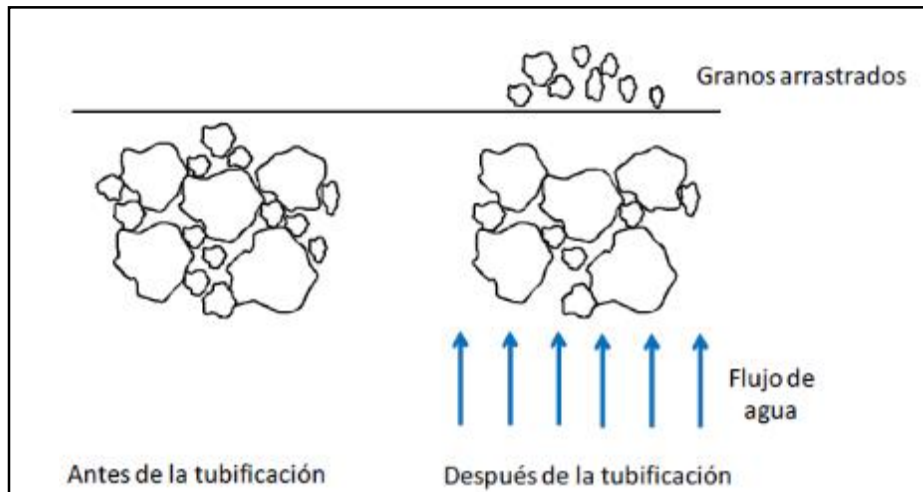


Figura 3.8 Arrastre de partículas de suelo por efecto de la tubificación retrógrada. CFE-IIUNAM (2015).

3.2 Modelos de evolución de brechas

Una falla de una cortina o bordo de tierra, se le conoce comúnmente como “embrechamiento”, esto porque al momento de la falla de la estructura, ya sea por cualquier forma de falla como una tubificación, agrietamiento o rebosamiento, se comienza el proceso de formación de una brecha, la cual provocará la salida no controlada del volumen almacenado en un río o presa. El factor que desencadena esta falla puede ser muy variado, pero una vez iniciada la falla, el proceso de desarrollo de la brecha es casi el mismo para todos los casos; la forma irregular de la brecha se puede idealizar como una forma geométrica regular, tal como un rectángulo, un trapecio o un triángulo.

Existen distintos modelos empíricos que proponen una ecuación para modelar la falla, los cuales se basan en experiencias previas de fallas de presas con información acerca de las dimensiones y forma de la brecha, el tiempo de formación y el gasto de descarga. Estos modelos tienen la desventaja de basarse en eventos pasados, que no garantizan una respuesta similar en casos de fallas que puedan ocurrir en el futuro.

Los modelos basados físicamente tienen una mayor ventaja, debido a que se basan en ecuaciones fundamentales de la hidráulica, geotecnia y mecánica de suelos para determinar el comportamiento de la falla en una presa de tierra. El problema en el uso de estos métodos es que es necesario conocer los valores de los parámetros utilizados.

Finalmente, los modelos matemáticos consisten en ecuaciones que describen numéricamente la falla por embrechamiento, como el desarrollado por Cristóforo (1965) o el de Harris y Wagner (1967) que aplica la ecuación de transporte de sedimentos de Schoklitsch, por otro lado, Brown y Rogers (1977, 1981) presentaron el modelo BRDAM que era aplicable a brechas inducidas por sobrevertido y por tubificación. Lou (1981) y Ponce y Tsivoglou (1981) presentaron un modelo que conjugaba la ecuación de transporte de sedimentos de Meyer-Peter y Müller con las ecuaciones diferenciales unidimensionales de flujo no permanente y de conservación de sedimentos.

El modelo BEED (Breach Erosion of Embankment Dams) desarrollado por Singh y Scarlatos (1985) utiliza las ecuaciones de Einstein-Brown y Bagnold para calcular la erosión y el transporte de sedimentos. El modelo BREACH (Fread, 1993) es probablemente el modelo matemático más conocido basado en principios físicos de hidráulica, transporte de sedimentos y la mecánica de suelos.

3.2.1 Mecanismos de formación de la brecha

Los mecanismos de formación de un embrechamiento están plenamente identificados en cada caso, aunque el detonante para que se forme la brecha puede ser variado, una vez que se inicia el embrechamiento, este sigue prácticamente el mismo patrón de desarrollo, la erosión que produce el flujo de agua al pasar sobre el bordo es la responsable de arrastrar el material y abrir la brecha de manera continua hasta que el vaso se haya vaciado de manera parcial o total.

Sin embargo, existen casos, aunque son la minoría, en donde la brecha se estabiliza ante la erosión y no termina por abrirse completamente, lo que dificulta que se vacíe por completo. Cuando se trata de una presa de jales o lixiviados de una empresa minera, el problema se vuelve más crítico ya que la densidad del fluido es considerablemente mayor y esto provoca que los empujes que se generan en la cortina sean mucho mayores que en vasos en donde solo se almacena agua, por lo que este tipo de presas son más proclives a fallar.

Las presas de materiales sueltos presentan roturas progresivas en el tiempo y cuya evolución va desde formas geométricas de tamaño pequeño o mediano, hasta prácticamente la totalidad de la presa. La forma de la brecha en general es trapezoidal y una vez que la brecha ha comenzado a desarrollarse, la descarga del agua tiende a erosionar la brecha hasta agotar el volumen del vaso o hasta que la brecha resista la erosión. Una brecha completamente desarrollada en presas de tierra tiende a tener en promedio un ancho (b) en el rango de $h_d < b < 3h_d$, donde h_d es la altura de la presa.

Las longitudes de las brechas para presas de tierra son usualmente menores que la longitud total de la cortina. La brecha requiere también un intervalo de tiempo para su formación, cual puede variar desde unos minutos a unas cuantas horas, dependiendo de la altura de la presa, el tipo de material usado en su construcción, y la magnitud y la duración de la descarga del agua.

Finalmente, las fallas por sifonamiento ocurren cuando la formación inicial de la brecha ocurre en algún punto por debajo de la corona debido a la erosión interna que se da a través un canal.

3.2.2 Forma y desarrollo de la brecha

Los parámetros de una brecha consisten en todos aquellos necesarios para describir las características de una brecha (profundidad, ancho, ángulos de los taludes) así como también aquellos parámetros que definen el tiempo requerido para el inicio y desarrollo de la misma. Los parámetros físicos según el U. S. Bureau of Reclamation (1998) son:

Profundidad de la brecha (h_b): Es la extensión (en vertical) de la brecha, medida desde la cresta de la cortina hacia abajo, hasta el invertido de la brecha. En algunas publicaciones también se habla de *carga sobre la brecha* (h_w), la cual se refiere a la distancia medida desde el nivel de agua en la presa hasta el invertido de la brecha.

Ancho de la brecha (b): Tanto el ancho final de la brecha como su tasa de expansión, pueden afectar dramáticamente el flujo de salida y el nivel de inundación aguas abajo de la presa. Los casos de estudio típicamente reportan el ancho promedio de la brecha en su parte superior o inferior.

Pendientes laterales de la brecha (z): El valor de las pendientes laterales define la forma de la brecha. Este factor generalmente tiene poca influencia en el hidrograma de salida producto de la falla.

Tiempo de inicio de la brecha. Comienza cuando se presentan los primeros caudales sobre o a través de la presa que da inicio al aviso de alerta o evacuación por una falla potencial de la presa. Esta fase termina cuando comienza la fase de formación de la brecha. En la fase de inicio, la presa no presenta una falla considerable, por lo que la descarga de la presa es pequeña. Durante la fase de iniciación es posible evitar la formación de una brecha, principalmente 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 disponible para evacuar a la población ubicada aguas abajo. A pesar de esto, el tiempo de inicio de brecha no siempre se reporta en los estudios de roturas de presas. Más aun, en modelos de simulación tales como *Dambrk* o *Fldwav* no es un parámetro de del modelo. Por lo tanto, existen actualmente pocos criterios 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 interior 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 del flujo. Dicho flujo puede consistir en un sobrepaso de apenas unos centímetros sobre el coronamiento o por el flujo a través de un canal de infiltración. Este tiempo corresponderá con el tiempo pico del hidrograma de salida.

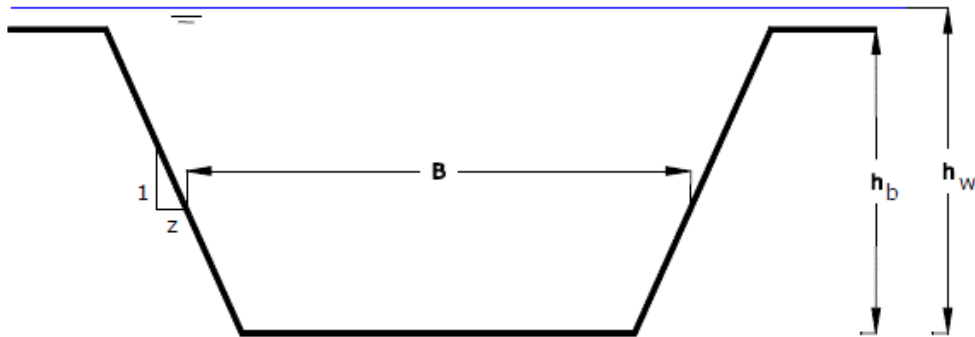


Figura 3.9 Parámetros de una brecha de presa idealizada. USBR (1998).

IMPORTANCIA DE LOS PARÁMETROS DE UNA BRECHA

Singh y Snorrason (1984) utilizaron los modelos DAMBRK y HEC-1 para estudiar los efectos de la variación de los parámetros de la brecha para predecir el pico de la descarga en casos de rotura de presas. Los estudios consideraron la influencia en la variación de: el ancho de la brecha, la profundidad, el tiempo de falla y la carga de sobrepaso con rangos identificados en 20 casos de estudio de presas falladas.

Se produjeron importantes diferencias en el gasto pico con la variación del tiempo de falla en embalses con almacenamientos relativamente pequeños. Además dichos estudios concluyeron que una reducción del 50% en el tiempo pico de falla produce incrementos en el gasto pico de la descarga que oscilan entre el 13 hasta el 83%. Para presas con grandes volúmenes de almacenamiento, los resultados mostraron que el gasto pico presentaba variaciones del 1 al 5% para la misma reducción del 50% en el tiempo de falla.

Lo contrario ocurría con los cambios en los anchos de brecha, los cuales producían variaciones del gasto pico del 35 al 87% en grandes presas y del 6 al 50% en pequeñas. La sensibilidad de la profundidad de la brecha fue relativamente pequeña en los 20 casos de estudio, ya que solo cerca del 20% mostró un cambio significativo

en el gasto pico de descarga, por lo que dicho cambio no mostró estar relacionado con el volumen de almacenamiento.

Petrascheck y Sydler (1984) demostraron la sensibilidad del caudal, los niveles máximos de inundación, y el tiempo de respuesta a los cambios en el ancho de la brecha y en su tiempo de formación. Para localidades cercanas a la presa, se encontró que ambos parámetros pueden tener una influencia importante. No obstante, en lugares situados justo aguas abajo de la presa, el tiempo pico puede alterarse significativamente por cambios en el tiempo de formación de la brecha, pero el gasto pico y los niveles de inundación suelen ser insensibles a los cambios en los parámetros de la brecha.

Estos resultados corroboran la necesidad de estimar los parámetros de la brecha, y así inferir el gasto pico y la inundación resultante de manera más confiable. Wurbs (1987) concluyó que la simulación de la brecha es la principal fuente de incertidumbre en la modelación de una onda de crecida provocada por rotura de presa. La importancia de los distintos parámetros depende del volumen del embalse.

Estos resultados mostraron que en grandes almacenamientos, el pico de la descarga ocurre cuando la brecha alcanza su máxima profundidad y ancho. En estos casos, los cambios que se producen sobre la falla son relativamente moderados durante el período de formación de la brecha.

Por otra parte, en pequeños embalses, existirá un cambio significativo en el nivel del vaso de almacenamiento durante la formación de la brecha. Para estos casos, es crucial conocer el tiempo de formación de la brecha.

ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA

Los métodos para la estimación de parámetros se pueden agrupar en tres categorías:

1. Análisis comparativo: Si una presa bajo análisis es muy similar en tamaño y tipo de construcción a una presa que falló, y esa falla fue bien documentada, los parámetros de la brecha y el caudal pico se pueden determinar por comparación. Sin embargo, la base de datos de fallas en presas es limitada y contiene pocos ejemplos de presas grandes. Identificar un caso similar para fines de análisis comparativos puede ser una tarea muy compleja para grandes presas.

2. Ecuaciones empíricas. Estiman el caudal pico mediante ecuaciones empíricas determinadas de análisis de regresiones sobre casos de estudios y asumen un hidrograma de salida de magnitud razonable.

3. Métodos basados en los procesos físicos. Predicen el desarrollo de la brecha y/o el caudal de salida resultante utilizando modelos de erosión basados en principios hidráulicos, de transporte de sedimentos y de mecánica de los suelos (Ej. NWS-BREACH).

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

- McDonald 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 nivel correspondiente.
- 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 dos 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 ya sea por rebasamiento de la corona (overtopping) o por tubificación (piping).
- 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 de presa (materiales sueltos, concreto-gravedad, concreto-bóveda), y del volumen y nivel del embalse.

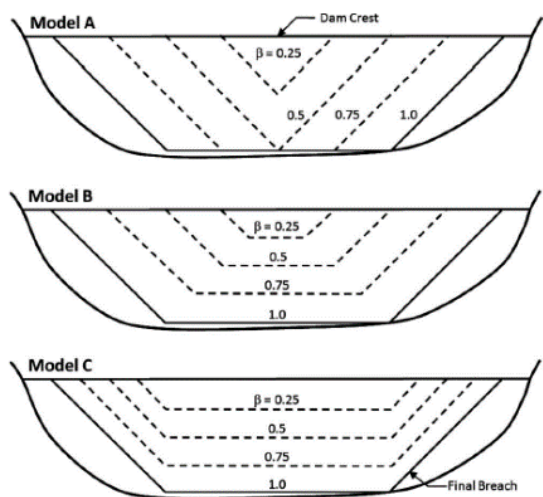


Figura 3.10 Formas comúnmente adoptadas para modelar brechas. Froehlich (2008).

FORMACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

- Se define una forma geométrica para la formación de la brecha.
- Tradicionalmente se elige una forma de tipo trapecial o rectangular con taludes rectos o ligeramente inclinados.
- Esto ayuda a explicar claramente la estabilidad o el colapso de taludes.
- Se ha concluido que el resultado de la modelación resulta ser poco sensible a la forma geométrica que se elija.

Debido a esto, se tienen ecuaciones de regresión con las cuales se puede determinar el ancho final de la brecha, adoptando una forma rectangular.

AUTOR	ECUACIÓN
USBR (1988)	$b=3.0 \cdot H_h$
Von Thun y Gillette (1990)	$b=2.5 \cdot H_h + C_b$
Reed y Halgren (tubificación) (2011)	$b=0.1803 \cdot k_0 \cdot (H_b)^{0.19} \cdot (V_a)^{0.32}$ [k ₀ =1.0]
Reed y Halgren (rebosamiento) (2011)	$b=0.1803 \cdot k_0 \cdot (H_b)^{0.19} \cdot (V_a)^{0.32}$ [k ₀ =1.3]
Xu y Zhang (b _{Max}) (2009)	$b_M/H_b=1.062 \cdot (H_c/H_r)^{0.092} \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.508} \cdot \exp(B_2)$
Xu y Zhang (b _{media}) (2009)	$b/H_b=5.543 \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.739} \cdot \exp(C_3)$
Xu y Zhang (b _{media}) (2009)	$b/H_b=0.787 \cdot (H_c/H_r)^{0.133} \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.508} \cdot \exp(B_3)$
Xu y Zhang (b _{Max}) (2009)	$b_M/H_b=0.996 \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.558} \cdot \exp(C_2)$
Froehlich (tubificación) (1995b)	$b=0.27 \cdot k_0 \cdot V^{0.32} \cdot H_b^{0.040}$ [k ₀ =1.0]
Froehlich (rebosamiento) (1995b)	$b=0.27 \cdot k_0 \cdot V^{0.32} \cdot H_b^{0.040}$ [k ₀ =1.3]

Tabla 3.1 Ecuaciones de regresión para obtener el ancho final de la brecha. Zagonjolti (2007).

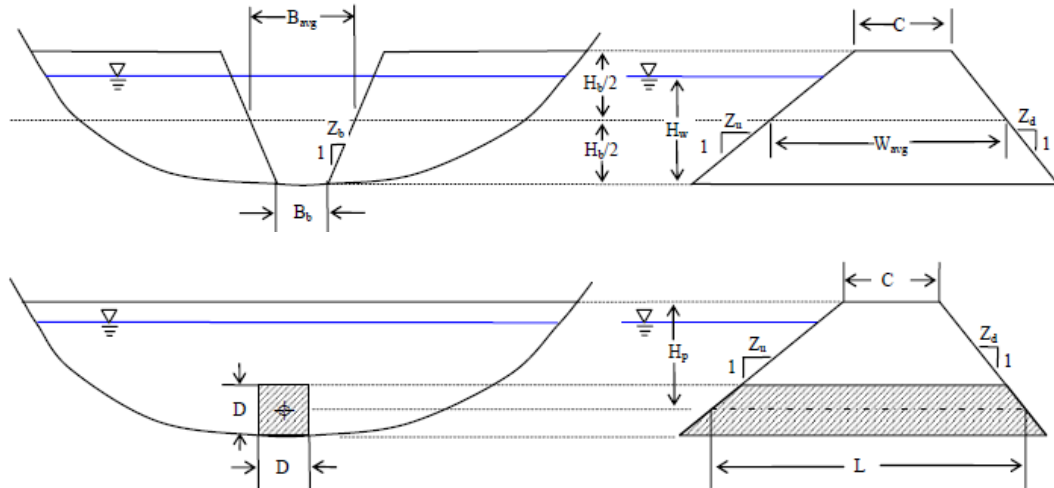


Figura 3.11 Tipos de embrechamiento para una presa de tierra, rebose de la corona (arriba) y tubificación (abajo). Colorado State University (2010).

3.3 Estudios experimentales

El primer estudio experimental sobre embrechamiento para diques de arenas homogéneas fue realizado a finales de los años 80's en la Universidad Tecnológica de Delft (TUD) para desarrollar y validar un modelo matemático (Visser, 1998). Posteriormente en los años 90's se siguieron realizando experimentos a gran escala (1:10 y 1:5) y variando distintos parámetros para entender el fenómeno de embrechamiento en cortinas de tierra. En resumen se encontró que el aumento en la inclinación de la cortina en la parte aguas arriba, el oleaje y el tamaño de las partículas (principalmente las arenas y gravas), generalmente incrementa sustancialmente la tasa de erosión en diques arenosos, mientras que la disminución en el grado de compactación aumenta la tasa de erosión únicamente hasta en un 5% (Visser 1995, Visser, 1998).

Otros trabajos realizados por Bechteler y Kulisch (1998) y Broich (1998a) presentaron dos casos de una serie de experimentos llevados a cabo por Kulisch (1994) sobre rebose en cortinas de tierra. El experimento consistió en un canal de 1.3 metros de ancho y 25 metros de largo, en el cual se instalaron sensores de presión y de velocidad, así como una cámara fotográfica y de video para monitorear la evolución del embrechamiento. Para iniciar el embrechamiento se abrió una sección trapecial al centro del dique.

Posteriormente, el estudio de Coleman *et al.* (2002) presentó los resultados de dos series de experimentos para embrechamiento realizados en 1996 y 1998. El primer experimento fue tomando en cuenta diques triangulares (sin ancho de cresta), usando grava volcánica y pendientes 1:2.5 en ambas caras, mientras que en el segundo experimento se utilizaron materiales más finos y no cohesivos, con rangos desde arena media hasta grava fina, un ancho de cresta de 6.5 centímetros y pendientes de 1:2.7 en ambas caras (Figura 3.12).

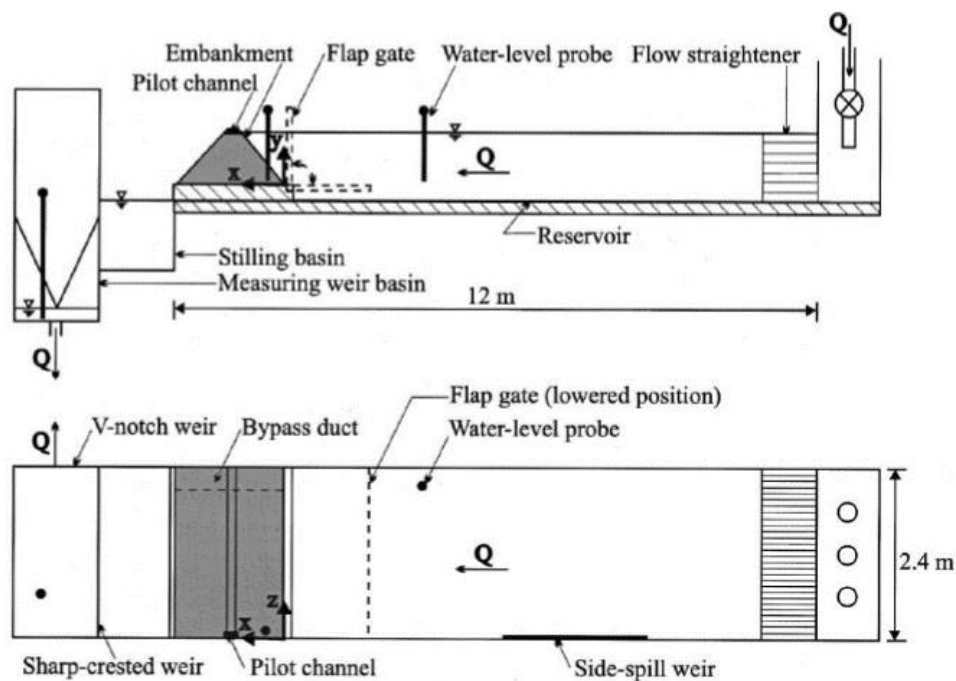


Figura 3.12 Condiciones del modelo experimental. Coleman *et al.* (2002).

Asimismo, Mohamed *et al.* (1999) presentaron una nueva metodología para evaluar fallas de taludes en diques, basado en tres experimentos realizados en Wallingford, UK. Los diques eran homogéneos, construidos con materiales no cohesivos con una altura de cresta de 30 centímetros y pendientes 1:1, los anchos de cresta que fueron probados eran de 0.2, 0.3 y 0.5 metros (Figura 3.13). La metodología propuesta en sus estudios está basada en la influencia de la distribución de esfuerzos cortantes de frontera en la erosión. Dicho estudio fue posteriormente incorporado en el modelo numérico HR-BREACH.

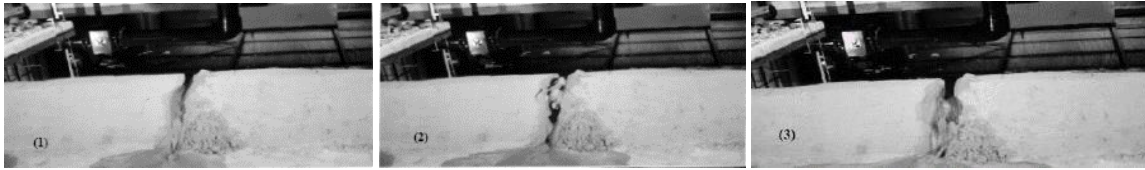


Figura 3.13 Forma parabólica observada en la brecha con talud casi vertical. Mohamed *et al.* (1999).

El estudio presentado por Tingsanchali y Chinnarasri (2001) reporta una serie de pruebas de laboratorio con diques homogéneos de materiales no cohesivos. El experimento se llevó a cabo en un canal de 35 metros de largo, un metro de ancho y un metro de profundidad, la pendiente aguas arriba fue de 1:3, el ancho de cresta de 0.3 metros y la altura de cresta de 0.8 metros, la pendiente aguas abajo fue variada para siete pruebas diferentes. Con la misma técnica de construcción y de diseño hidráulico, (Tingsanchali y Chinnarasri, 2003), (con la excepción de que los modelos fueron recubiertos con una delgada capa de bentonita para controlar la filtración a lo largo del dique) se investigaron los mecanismos y la tasa de falla en diques homogéneos no cohesivos debido a rebosamiento. La geometría inicial de la brecha fue rectangular, pasando por oval-triangular y finalizando en una forma trapezoidal (tal como se observa en la Figura 3.14).

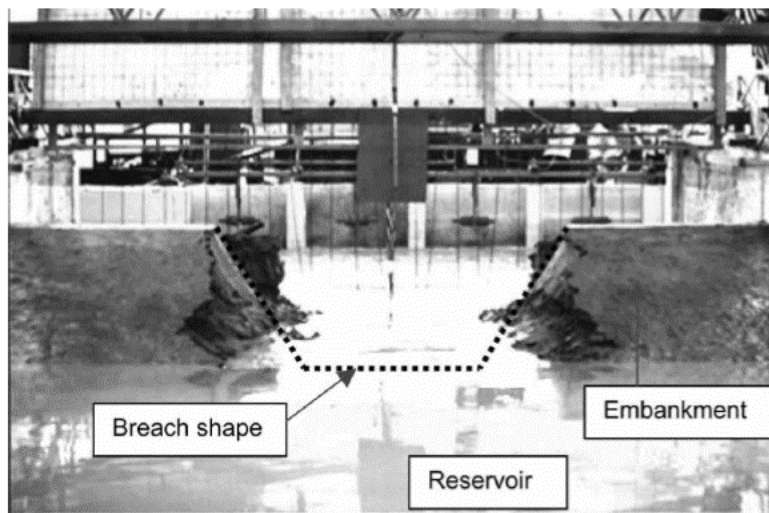


Figura 3.14 Forma de brecha final en la segunda prueba. Chinnarasri *et al.* (2004).

El proceso de embrechamiento en barreras de arena en estuarios temporalmente abiertos/cerrados están descritos en el estudio realizado por Stretch y Parkinson (2006) y Parkinson y Stretch (2007), el cual consistió en un total de 24 modelos usando arena como material principal, y con medidas de 2 metros de ancho, 4 metros de largo y 0.2 metros de profundidad. La investigación se enfocó a describir el

proceso de embrechamiento dividido en dos fases: iniciación y formación. Durante la fase de iniciación, la parte aguas abajo sufre un desgaste lo cual provoca la formación de un pequeño canal sobre la cresta con dirección hacia aguas abajo, mientras que la parte de aguas arriba no se modifica y el nivel del agua permanece casi constante. Durante la fase de formación, la erosión inicial provoca el embrechamiento con erosión lateral y ensanchamiento general.

Recientemente, Islam y Tsujimoto (2015) estudiaron la rotura del dique en un canal experimental con medidas de 20 metros de largo, 2.2 metros de ancho y un metro de profundidad, y su posterior inundación, en donde la sección de inundación tuvo dimensiones de 6 metros de largo y 2.2 metros de ancho, utilizando como materiales madera y arena (grueso y fino), y con una pendiente de 1:2 para ambos taludes y una altura de 15 centímetros a partir de la planicie de inundación (Figura 3.15). Este trabajo asumió el dique como si fuera el borde de protección de un río, por lo que consideraron el modelo en estado seco y en estado saturado. El embrechamiento fue simulado con una dimensión de 10 centímetros de ancho y 5 centímetros de profundidad para obtener la descarga hacia la planicie de inundación.

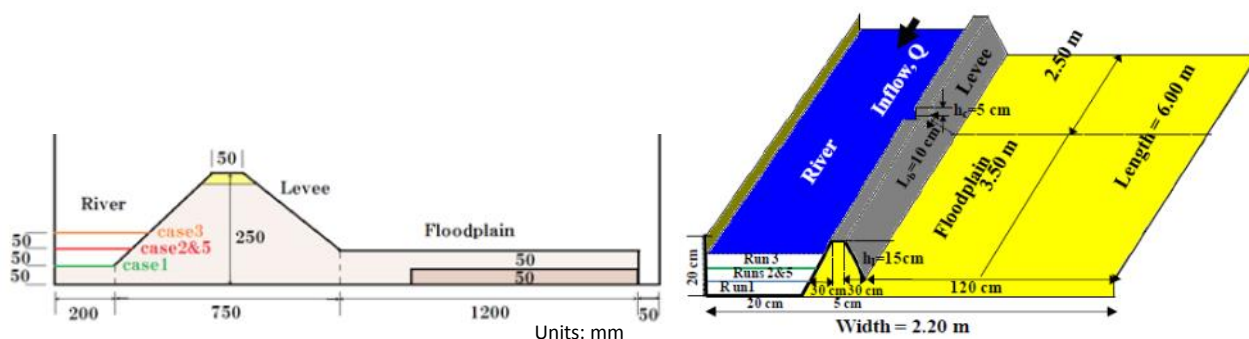


Figura 3.15 Esquema geométrico del modelo experimental de Islam y Tsujimoto (2015).

A continuación se presenta un resumen de los principales estudios experimentales realizados en laboratorio sobre embrechamiento en cortinas de tierra:

ORGANIZACIÓN / PAÍS	FUENTE BIBLIOGRÁFICA	NO. DE PRUEBAS
Universidad Estatal de Washington, EU	Tinney and Hsu (1961)	13
Universidad de Windsor, Canadá	Chee (1984)	Desconocido
China	Pan <i>et al.</i> (1993)	> 50
USBR, Estados Unidos	Pugh (1985)	8
Universidad Técnica de Graz, Austria	Simmler y Samet (1982)	22
China	Pan <i>et al.</i> (1993)	6 – 8
Simons, Li y Asoc. de USDOT FHWA	Chen y Anderson (1986)	35
Simons, Li y Asoc. de USDOT FHWA	Clopper y Chen (1988), Clopper (1989)	74

USBR, Estados Unidos	Dodge (1988)	9
Universidad de Colorado, Estados Unidos	Powledge <i>et al.</i> (1989)	3
Universidad Estatal de Colorado, Estados Unidos	AlQaser y Ruff (1993)	2
USDA – ARS – HERU	Hanson y Temple (2002)	4
USDA – ARS – HERU	Hanson <i>et al.</i> (2005), Hunt <i>et al.</i> (2005)	10
USDA – ARS – HERU	Hanson <i>et al.</i> (2010)	4
IMPACT – HR, Wallingford, Reino Unido	Morris y Hassan (2005)	22
Noruega – IMPACT	Morris y Hassan (2005), Vaskinn <i>et al.</i> (2004), EBL Kompetanse (2006)	5
Noruega – Investigadores de campo	Vaskinn <i>et al.</i> (2004), EBL Kompetanse (2006)	2
Noruega – Inv. De Laboratorio	EBL Kompetanse (2006)	23
Universidad Tecnológica de Delft, Holanda	Visser (1998)	5
Universidad de Birmingham, Reino Unido	Lecoite (1998)	2
Universidad Tecnológica de Berna, Suiza	Jandora y Riha (2009)	> 1
Universidad de Auckland, Nueva Zelanda	Coleman <i>et al.</i> (2002)	9
Universidad Tecnológica de Lisboa, Portugal	Franca y Almeida (2004)	22
Universidad Tecnológica Estatal de San Petersburgo, Rusia	Rozov (2003)	4
Instituto Tecnológico de Asia, Tailandia	Tingsanchali y Chinnarasri (2001), Chinnarasri <i>et al.</i> (2004)	16
Sudáfrica	Parkinson y Stretch (2007)	24
Escuela Politécnica de Montreal, Canadá	Zerrouk y Marche (2005)	1
Universidad de Ottawa, Canadá	Al-Riffai <i>et al.</i> (2009), Orendorff (2009)	14
Nueva Zelanda / Suiza	Davies <i>et al.</i> (2007)	2
VAW, Suiza	Schmocker y Hager (2009)	Aprox. 60
Alemania - FLOODsite	Geisenhainer y Kortenhaus (2006), Geisenhainer y Oumeraci (2008)	Aprox. 11
Japón	Fujita y Tamura (1987)	32
Universidad Federal de Fuerzas Armadas, Alemania	Kulisch (1994)	Aprox. 7
Universidad de Wuham, China	Cao <i>et al.</i> (2011)	Aprox. 50
Instituto de Investigación Hidráulica Nanjing, China	Zhang <i>et al.</i> (2009)	5
Universidad de Padua, Italia	Gregoretti <i>et al.</i> (2010)	168

Tabla 3.2 Principales trabajos de investigación experimental sobre embrechamiento en cortinas de tierra. Weiming W. (2011).

3.4 Modelos empíricos, paramétricos o de regresión

Los modelos empíricos para representar la falla de una presa de tierra pueden brindar resultados aceptables en aquellos casos en el que el estudio se realice para un evento de similares características a los que se utilizaron para calibrar previamente el modelo. La desventaja de ellos es que la mayoría no toma en cuenta los procesos del fenómeno físico que pudieran afectar los resultados de manera significativa (propagación de onda, oleaje, transporte de sedimentos, etc.). Algunas

de las ecuaciones más utilizadas para estimar el caudal pico, el ancho promedio de la brecha y el tiempo de falla en la rotura de una presa de tierra son:

REFERENCIA	ECUACIONES PROPUESTAS	NÚMERO DE CASOS DE ESTUDIO
Kirkpatrick (1977)	$Q_p=1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$	16 (más 5 casos hipotéticos de falla)
SCS (1981)	$Q_p=16.6(h_w)^{1.85}$ (envolvente)	13
Hagen (1982)	$Q_p=0.54(S h_d)^{0.5}$	6
Singh y Snorrason (1984)	$Q_p=1.776(S)^{0.47}$ $Q_p=13.4(h_d)^{1.89}$ (envolvente)	20 fallas reales y 8 simuladas
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er}=0.0261 (V_w h_w)^{0.769}$ (earthfills) $V_{er}=0.00348 (V_w h_w)^{0.852}$ (nonearthfills) $t_f=0.0179(V_{er})^{0.364}$ $Q_p=1.154(V_w h_w)^{0.412}$ $Q_p=3.85(V_w h_w)^{0.411}$ (envolvente)	42
Costa (1985)	$Q_p=0.981(S h_d)^{0.42}$ $Q_p=1.122(S)^{0.57}$ (envolvente)	31 presas construidas
Evans (1986)	$Q_p=0.72(V_w)^{0.53}$	Desconocido
USBR (1988)	$B_{avg}=3h_w$ $t_f=0.011 B_{avg}$ $Q_p=19.1(h_w)^{1.85}$ (envolvente)	21
Von Thun y Gillette (1990)	$B_{avg}=2.5h_w + C_b$ $t_f=B_{avg}/(4h_w)$ (resistente a la erosión) $t_f=B_{avg}/(4h_w + 61)$ (altamente erosionable)	57
Froehlich (1995a)	$Q_p=0.607(V_w^{0.295} h_w^{1.24})$	22
Froehlich (1995b)	$B_{avg}=0.1803K_0(V_w)^{0.32}(h_b)^{0.19}$ $t_f=0.00254(V_w)^{0.53}(h_b)^{-0.9}$	63
Pierce <i>et al.</i> (2010)	$Q_p=0.0176(V)^{0.606} h$ (envolvente) $Q_p=0.038V^{0.475} h^{1.09}$	87

Tabla 3.3 Principales modelos empíricos – paramétricos para el cálculo de embrechamiento en cortinas de tierra. Weiming W. (2011).

Donde:

- B: ancho de brecha (m).
- B_{avg} : ancho promedio de brecha (m).
- C_b : factor de corrección que varía en función del volumen almacenado.
- h: altura del nivel del agua detrás de la cortina (m).
- h_b : altura de la brecha (m).
- h_d : altura de la presa (m).
- h_w : altura del agua en el embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m).
- K_0 : 1.4 para rebosamiento y 1.0 para tubificación.
- Q_p : caudal pico por la brecha calculada (m^3/s).
- S: capacidad de almacenamiento del embalse (m^3).
- t_f : tiempo de la falla (hr).

CAPÍTULO 3 – Formación de brechas en cortinas de tierra

- V : volumen de agua detrás de la cortina (m^3).
- V_{er} : volumen de material erosionado de la cortina (m^3).
- V_w : volumen del embalse sobre el piso de la brecha invertida en el momento de la falla (m^3).
- z : talud de la brecha.

Los parámetros que definen la magnitud del caudal pico y la forma del hidrograma son los siguientes:

- Las dimensiones y la forma de la brecha.
- El tiempo de desarrollo.
- La profundidad y el volumen de agua almacenada en la presa.
- El caudal ingresando al vaso al momento de la rotura.

Un análisis de regresión realizado por Xu y Zhang (2009) basado en datos de 75 fallas de presas con determinadas categorías de erosionabilidad (alta, media, baja), concluyó que la erosionabilidad tuvo la mayor influencia en el dimensionamiento de la brecha de falla, mientras que la altura de la cortina resultó ser el dato más importante en el cálculo del gasto de salida. Así mismo, los autores describieron factores a considerar para cada categoría de erosionabilidad en cortinas.

- Rellena de roca y arcilla = media a baja erosionabilidad.
- Arena y limo = alta a media erosionabilidad.
- Condiciones de compactación.
- Periodo de construcción, tipo o equipamiento (China 1950's, muy poco equipamiento de compactación mecánica).
- Geometría de la sección transversal y protección de taludes.
- Tamaño de la brecha y tiempo de formación observados.

Whal (1998) documentó los modelos numéricos y empíricos existentes utilizados para predecir los parámetros de las brechas:

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 EN HORAS
Presa de materiales sueltos	Min: 0.4 Max:13 Prom: 4	Min: 0 Max:6 Prom: 1	Min: 0.1 Max:12 Prom: 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 3.4 Resumen de las geometrías de brechas aconsejadas por el U.S. Army Corps of Engineers y el National Weather Service (Fread, 1977).

Para presas de materiales sueltos, las grandes dimensiones de las brechas están asociadas con presas mal diseñadas o construidas con materiales altamente erosionables y con grandes volúmenes de almacenamiento. Las fallas rápidas están asociadas con materiales fácilmente erosionables y con estructuras de concreto con gran potencial de falla.

Otro modelo empírico funcional es el formulado por Singh y Scarlatos (1988) quienes 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. El principal parámetro de entrada es la geometría del embrechamiento, tales como la anchura, altura y talud, aunque se ha demostrado que este último tiene muy poca relevancia en los resultados. Es por ello que normalmente se decide utilizar una forma rectangular como base de la brecha, simplificando la ecuación del cálculo. El otro parámetro que se requiere proporcionar al modelo es el coeficiente a_2 , también conocido como coeficiente de erosividad y que está en función directa del tipo de materiales de la cortina, nivel de compactación, granulometría, etc. Y por último, el escalón inicial en la formación de la brecha, que se asocia al primer fragmento de material que se desprende de la formación original de la cortina, y puede ir generalmente desde unos centímetros hasta un metro de espesor.

3.5 Modelos matemáticos con base física

Este tipo de modelos aplica una base física para la simulación de la rotura de una presa. Esta base utiliza los principios fundamentales de la hidráulica y el transporte de sedimentos para simular el desarrollo de la brecha. Este enfoque que se ha desarrollado en las últimas décadas es más complejo, pero también ofrece un mayor potencial para obtener resultados más detallados, tales como la predicción de la ocurrencia de la brecha, el tiempo de inicio y la estimación de las dimensiones intermedias de la brecha, así como los parámetros finales.

El modelo de rotura del National Weather Service (Fread, 1988) es el modelo físico más ampliamente utilizado y está incorporado a los programas HEC-HMS, HEC-1 y FLDWAV, entre otros.

$$Q_p = C_v K_s [3.1B(h_w - h_b)^{1.5} + 2.45z(h_w - h_b)^{2.5}] \quad (\text{Unidades inglesas}) \quad (3.1)$$

$$Q_p = C_v K_s [1.7B(h_w - h_b)^{1.5} + 1.35z(h_w - h_b)^{2.5}] \quad (\text{Unidades internacionales}) \quad (3.2)$$

Donde:

C_v : factor de corrección para la velocidad de aproximación.

K_s : factor de corrección por sumergencia debido a la elevación del agua de la presa.

B : ancho de la presa.

h_w : elevación de la superficie del agua en el embalse.

h_b : elevación del fondo de la brecha.

z : taludes laterales de la brecha.

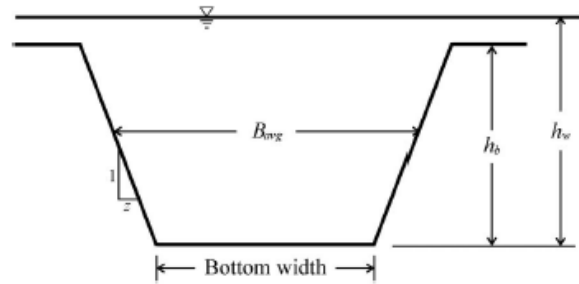


Figura 3.16 Sección transversal de una brecha trapecoidal. Weiming W. (2011).

La primera parte de la ecuación es considerada como la ecuación de vertedor estándar, con el ancho de la cresta del vertedor que corresponde al ancho promedio de la brecha (B) y la altura en el vertedor correspondiente a la profundidad del embalse (h_w). Este término representa el pico de la descarga para un embalse infinitamente grande donde no existe una reducción del nivel del embalse durante la erosión de la brecha.

La segunda parte de la ecuación es un factor de reducción, que representa la reducción del nivel del embalse durante la erosión de la brecha. Para una presa alta con un embalse relativamente pequeño, puede existir un descenso significativo del nivel del embalse mientras el agua es vertida durante la formación de una brecha por erosión.

Estas ecuaciones por lo general se utilizan para simular el tiempo de formación de la brecha y/o el hidrograma de salida. Entre sus principales ventajas, se pueden asignar valores promedio para estimar el tiempo de iniciación de la brecha, los cuales pueden brindar una base para calcular el incremento en la dimensión de la brecha mediante una función no lineal o definida por el usuario.

Algunos modelos numéricos se enlistan a continuación:

- **GeoDam-BREACH**
 - **Geospatial Dam Break, Rapid EAP, Consequences and Hazards.**
 - Conjunto de herramientas de la FEMA (Federal Emergency Management Agency) que utiliza SMPDBK con datos de salida presentados en un ambiente geoespacial.
 - Caudal pico máximo estimado con una ecuación analítica.
- **WinDAM**
 - Modelo de embrechamiento físicamente basado para rebosamiento de cortinas de material cohesivo homogéneo.
 - Se enfoca en los principios de la mecánica de erosión.
 - Cuenta con la capacidad para modelar fallas por tubificación.
- **HR BREACH (EMBREA)**
 - Modelo físicamente basado para embrechamiento por rebosamiento y tubificación de cortinas de tierra homogéneas y de materiales mixtos.
 - AREBRA (A Rapid Embankment Breach Assessment), modelo simplificado para cortinas de tierra homogéneas.
- **HEC-HMS y HEC-RAS**
 - Modelos de tránsito de avenidas en falla de presas que utilizan parámetros de embrechamiento.
 - HMS es un modelo hidrológico 1D muy básico. RAS simula la dinámica del embalse y recientemente tiene la capacidad para simular en 2D.
- **FLDWAV / Geo-SMPDBK / BREACH**
 - Modelos originalmente desarrollados por el National Weather Service en los 1980's.
 - FLDWAV es un modelo de tránsito de avenidas para falla de presas que utiliza parámetros de embrechamiento.
 - GeoSMPDBK es una herramienta basada en SIG para una rápida simulación de los modelos SMPDBK.
 - BREACH es un modelo físicamente basado para embrechamiento que utiliza conceptos tradicionales de transporte de sedimentos.
- **DSS-WISE**
 - Herramienta de análisis para inundaciones por rotura de presa que requiere acceso desde una red de internet y que utiliza parámetros de embrechamiento.
 - La simulación en 2D describe la propagación de la inundación sobre una planicie.

- **MIKE**
 - Modelo 1D y 2D para tránsito de avenidas por rotura de presa que utiliza parámetros de embrechamiento.
- **XP-SWMM**
 - Modelo 1D y 2D para tránsito de avenidas con capacidad para rotura de presas.
- **Flo-2D**
 - Modelo 2D para tránsito de avenidas por rotura de presa con simulación de embrechamiento con un método físicamente basado.

- **SMPDBK**

- Este modelo es uno de los más usados y supone que la brecha de rotura es de forma rectangular, definiéndose el caudal instantáneo a través de la brecha a partir de la conocida ecuación para vertedores de cresta ancha:

$$Q = cbH^{1.5} \quad (3.3)$$

En donde b es el ancho de la brecha (m), H es la carga hidráulica sobre la brecha (m), c el coeficiente de descarga y Q el caudal a través de la brecha en m^3/s .

- Si la brecha se forma en un tiempo finito T , y se supone que la superficie del embalse permanece constante durante este intervalo de tiempo, el volumen que sale del embalse está dado por la integral del caudal instantáneo. Este volumen también debe ser igual al producto de la superficie del embalse A_s por la integral del descenso del nivel instantáneo y_d sobre el cambio total en el nivel del embalse y_f ; así:

$$c \cdot b \cdot \int_0^T H^{1.5} dt = Az \cdot \int_0^{y_f} dyd \quad (3.4)$$

- La evaluación de la carga instantánea sobre la brecha se puede expresar en términos del descenso instantáneo del nivel $H = (h - y_b) - y_d$, en donde y_b es la altura instantánea del fondo de la brecha alcanzando el valor h_{bm} al final del proceso y h es la altura de la presa. Del reemplazo directo de esta expresión en la ecuación anterior, se obtiene una expresión que no fue integrada en forma analítica. Wetmore y Fread (1981), propusieron que la carga instantánea sobre la brecha sea calculada por la siguiente ecuación:

$$H = \frac{1}{\Gamma} (h - y_d) \quad (3.5)$$

Donde Γ es un coeficiente empírico adimensional que define la carga equivalente sobre la brecha y que produciría el caudal máximo de rotura.

A partir de comparaciones entre los caudales calculados con dicha simplificación y los obtenidos con el DAMBRK, se asumió que $\Gamma=3$.

Reemplazando la ecuación (3.5) en la ecuación (3.4), resolviendo y reordenando se obtiene la expresión para la carga máxima sobre la brecha:

$$H_{(\max)} = h - y_f = \left\{ \frac{F}{T + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^2 \quad (3.6)$$

En donde $F = 2 \Gamma A_s / (c \cdot b)$. Si en la ecuación del caudal máximo de salida de la brecha (3.3), se expresa el tiempo de fallo T en segundos, b y h en metros y A_s en metros cuadrados y se asume que el caudal máximo se alcanza en el momento en que se ha desarrollado por completo la brecha, entonces el coeficiente de descarga será $c=1.7$ (en el Sistema Internacional de unidades) y el caudal máximo sería:

$$Q_{(\max)} = c \cdot b \cdot \left\{ \frac{F}{T + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^3 \quad (3.7)$$

4. Metodología

4.1 Modelo empírico-analítico para la determinación de la falla o evolución de la brecha de rotura

El primer paso para el análisis de la rotura de una presa es establecer las condiciones iniciales en las que se encuentran todos los elementos de la presa: nivel del embalse, flujos de entrada al vaso, condiciones particulares de la cortina y sus elementos. El embrechamiento formado sobre la cortina se estima en función de sus características físicas, y existen ecuaciones empíricas desarrolladas por diversos autores, que son mencionadas en el capítulo previo, las cuales predicen la geometría de la brecha y con ello la estimación del caudal a través de ella.

Los procesos involucrados durante una falla de una cortina de tierra son muy dinámicos y complejos; a pesar de que los principales modos de falla han sido identificados, tales como la tubificación o el rebosamiento, poco se sabe de la ubicación y tamaño de la incipiente brecha formada. Aspectos tales como la hidráulica, la hidrodinámica, la hidrología, la mecánica de transporte de sedimentos y la geotecnia están todos involucrados e íntimamente relacionados en la formación de la brecha y la eventual falla de la presa.

La predicción de la magnitud de una inundación súbita causada por la rotura de una presa es importante para emitir planes de evacuación, así como para llevar a cabo la operación segura de las obras hidráulicas. Una vez que se ha formado la brecha, el caudal de agua erosiona la brecha hasta que se haya vaciado el embalse, o bien, hasta que la brecha resista la erosión. Este concepto ha sido utilizado para desarrollar varios modelos matemáticos en los últimos cincuenta años.

La aplicación exitosa de la mayoría de los modelos requiere la especificación de la geometría de la cortina y el vaso, así como otras características físicas del terraplén como el diámetro medio de partículas, la resistencia a la erosión, y el ángulo interno de fricción y cohesión.

El modelo empírico-analítico utilizado para la obtención de los hidrogramas de salida debido a la falla de la presa, corresponde al desarrollado por Singh y Scarlatos (1988). Para mayor información, ver el artículo **Analysis of Gradual Earth-Dam Failure** publicado en el *Journal of Hydraulic Engineering*.

El modelo está basado en los principios de conservación de masa, erosión de suelos e hidráulica sobre un vertedor de cresta ancha. Las formas de brecha que pueden ser elegidas son rectangular, triangular y trapezoidal. Para este trabajo se consideró una brecha de *forma rectangular con erosión no lineal*. El modelo contiene un análisis de sensibilidad para determinar los parámetros más importantes y se verificó utilizando datos históricos de 52 casos de presas falladas.

El tiempo de falla documentado para 33 casos históricos varió entre 30 minutos y 12 horas, sin embargo, en la mayoría de los casos el tiempo de falla ocurrió en menos de 3 horas. En efecto, un estudio de probabilidad realizado obtuvo existe un 50% de probabilidad de que el tiempo de falla sea menor a 90 minutos (Figura 4.1).

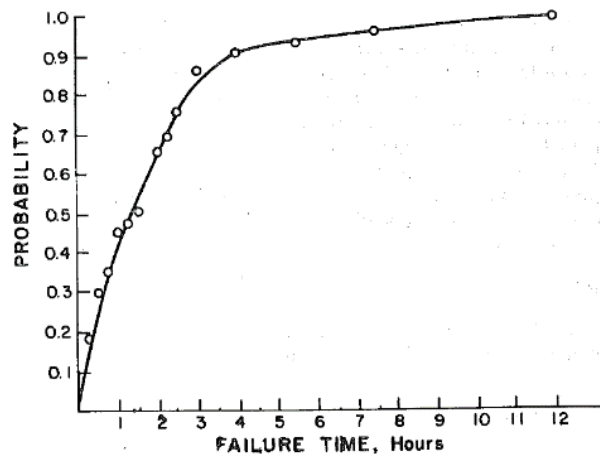


Figura 4.1 Probabilidad del tiempo de falla para presas de tierra. Singh y Scarlatos (1988).

Conceptualmente, la erosión en un embrechamiento puede ser considerada como un proceso de interacción entre flujos de agua y sedimento. El flujo de agua a través de la cortina es la fuerza conductora que erosiona la brecha. No obstante, el agrandamiento de la brecha también afecta el flujo de salida, el cual subsecuentemente controla la tasa de erosión. Basado en esto, las ecuaciones consisten principalmente en la ecuación de balance del volumen del embalse y una relación entre la tasa de erosión y las características del flujo.

La ecuación de balance del volumen del embalse puede ser escrita como:

$$A_s(H) \frac{dH}{dt} = I - Q_b - Q \quad (4.1)$$

donde H es la elevación de la superficie del agua desde un punto de referencia; I = el flujo de entrada al vaso; Q_b = el flujo de descarga por la brecha; Q = el flujo de descarga a través de la cresta, el vertedor y/o la obra de toma; y $A_s(H)$ = el área de

superficie del agua en el embalse. La ecuación 4.1 puede ser sustancialmente simplificada asumiendo que la diferencia entre I y Q es mucho menor del orden de magnitud que Q_b . Esta aseveración implica que el vaciado del embalse ha iniciado, además si A_s es dependiente de H (embalses cuasi-prismáticos), el flujo de descarga a través de la brecha (Q_b) está dado por la relación de continuidad:

$$Q_b = u \cdot A_b \quad (4.2)$$

donde u = la velocidad media del agua; y A_b = el perímetro mojado de la brecha, por lo que la ecuación 4.1 puede ser expresada como:

$$A_s \frac{dH}{dt} = -u \cdot A_b \quad (4.3)$$

Observaciones de campo y experimentales han indicado que el flujo sobre y a través de la brecha pueden ser simulados como un flujo sobre un vertedor de cresta ancha (Chow, 1959; Pugh y Gray, 1984):

$$u = \alpha_1 (H - Z)^\beta \quad (4.4)$$

donde α_1 y β son coeficientes empíricos; y Z es la elevación en el fondo de la brecha desde un punto de referencia. Para condiciones de flujo críticas, esos coeficientes están dados como $\alpha_1 = 1.5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, para tomar en cuenta la convergencia del flujo, ya que en vertedores de cresta ancha este parámetro es del orden de 1.7; y $\beta = 1/2$ (Singh y Scarlatos, 1998; Singh, 1996). Finalmente la expresión 4.3 se transforma en:

$$A_s \frac{dH}{dt} = -\alpha_1 (H - Z)^\beta \cdot A_b \quad (4.5)$$

que es una ecuación diferencial de primer orden con dos incógnitas, H y Z . Una ecuación adicional puede ser obtenida introduciendo la tasa de erosión como una función de la velocidad del flujo:

$$\frac{dZ}{dt} = -\alpha_2 \cdot u^\beta = -\alpha_2 \cdot \alpha_1^\beta (H - Z)^{\beta/2} \quad (4.6)$$

en donde α_2 y β son coeficientes empíricos. La expresión anterior es muy simple, pero está basada en procesos físicos, ya que la erosión es directamente proporcional al esfuerzo cortante que origina la velocidad del flujo. Previos estudios en transporte de sedimentos han establecido que la magnitud de la erosión está en función de la velocidad media del flujo elevada a la potencia 4, 5 o 6, de manera que se esperaría que el coeficiente β tenga un valor similar. Sin embargo, Singh (1986) y, Singh y Scarlatos (1988) encontraron que ciertas soluciones analíticas exactas solo son factibles si β es un número entero igual o menor que 2. La corrección para esta discrepancia en el valor del exponente β puede ser incorporada durante la

calibración del coeficiente a_2 . En efecto, si la sección transversal de la brecha A_b es conocida, el sistema de ecuaciones 4.5 y 4.6 puede ser resuelto respecto a H y Z , aceptando una tasa de erosión lineal ($\beta = 1$) o no lineal ($\beta \neq 1$) y asumiendo las condiciones iniciales $H=H_0$, $Z=Z_0$ en $t=0$.

SOLUCIÓN ANALÍTICA

Con base en las ecuaciones y aseveraciones anteriores, se desarrolló una solución para determinar el embrechamiento en una cortina de tierra, para representar una erosión lineal ($\beta = 1$). En el caso de un embrechamiento en forma rectangular con un ancho b constante y creciente únicamente en dirección vertical, su área será:

$$Ab = b(H - Z) \quad (4.7)$$

Combinando la ecuación 4.5 con la 4.7 y dividiendo entre la ecuación 4.6 se obtiene:

$$\frac{dH}{dZ} = A_1(H - Z)^{A_2} \quad (4.8)$$

donde

$$A_1 = \frac{b}{\alpha_2 \cdot As} \alpha_1^{1-\beta} \quad \text{y} \quad A_2 = \frac{1}{2} 3 - \beta \quad (4.9)$$

La solución de la ecuación 4.8 se aplica cuando $\beta=2$, lo cual resulta en:

$$H - Z = \left[\frac{\alpha_1 \alpha_2 As (H_0 - Z_0)^{\frac{1}{2}}}{(H_0 - Z_0)^{\frac{1}{2}} - \left[b \cdot (H_0 - Z_0)^{\frac{1}{2}} - \alpha_1 \alpha_2 As \right] \exp\left(-\frac{\alpha_1^2 \alpha_2}{2} t\right)} \right]^2 \quad (4.10)$$

Esta ecuación, que se encuentra en función de la carga hidráulica, se utiliza en la siguiente expresión para obtener la nueva elevación del fondo de la brecha, conforme transcurre el tiempo t .

$$Z = Z_0 + \frac{\left(\frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 As}\right) \left[(H - Z)^{\frac{1}{2}} - (H_0 - Z_0)^{\frac{1}{2}} \right] + \ln \left[\frac{1 - \frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 As} (H - Z)^{\frac{1}{2}}}{1 - \frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 As} (H_0 - Z_0)^{\frac{1}{2}}} \right]}{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 As}\right)^2} \quad (4.11)$$

Finalmente, cuando el proceso de erosión se ha completado, es decir que $Z=0$, la ecuación 4.5 se reduce a:

$$As \frac{dH}{dt} = -\alpha_1 b \cdot H^{3/2} \quad (4.12)$$

cuya solución (Singh, 1986; Singh y Scarlatos, 1988) es:

$$H = \frac{4}{\left[\frac{\alpha_1 b \cdot t}{A_s} + \frac{2}{(Ht)^{1/2}} \right]^2} \quad (4.13)$$

en la cual, H_t es la carga hidráulica en el instante t en que la erosión terminó ($Z=0$).

La ecuación 4.13 establece el vaciado del agua del embalse a través de la brecha rectangular formada. La fórmula que permite evaluar el gasto descargado por la brecha es:

$$Qb = 1.5b \cdot (H - Z)^{3/2} \quad (4.14)$$

En resumen, este modelo empírico-analítico definido por las ecuaciones 4.10, 4.11, 4.13 y 4.14 es válido únicamente cuando el gasto que entra (I) al embalse y el que sale (Q) son despreciables comparados con el que se descarga a través de la brecha (Q_b), y cuando la función $A_s(H)$ no varía sustancialmente.

LIMITACIÓN FÍSICA DEL MODELO

Cuando se está calculando el tirante que pasa a través de la brecha a lo largo del tiempo, debe existir una continuidad en el tirante que represente la falla durante todo el proceso, esto es durante la erosión y cuando esta ha terminado, al pasar de una ecuación a otra debe existir esta continuidad en el tirante que demuestre que el nivel de agua en el vaso se sigue abatiendo a pesar de que la erosión haya terminado.

Este elemento resulta muy importante, ya que el modelo no se puede validar completamente si no cumple con esta condición fundamental, en este caso, el coeficiente de erosividad (a_2) será el valor a calibrar para lograr dicha continuidad. Cabe señalar que el pico del hidrograma corresponderá al punto donde se termine de erosionar la cortina ($Z=0$) y comience el funcionamiento normal de un vertedor de cresta ancha.

COEFICIENTE DE EROSIVIDAD (a_2)

Singh y Scarlatos (1988) recopilaron información mundial de 52 casos de fallas de presas para establecer relaciones geométricas entre la forma y el tamaño de la brecha. De tal recopilación, de los 19 casos con la mayor cantidad de datos, se seleccionaron 14 para realizar la calibración del coeficiente a_2 . Los resultados encontraron que la media aritmética del coeficiente a_2 para erosión no lineal fue $0.000725 \text{ (m/s)}^{-1}$ (con valores mínimos y máximos de 0.00038 y $0.00093 \text{ (m/s)}^{-1}$

respectivamente), magnitud que se recomienda puede ser utilizada como valor inicial en el modelado de rompimiento de presas pequeñas de tierra.

CONSIDERACIONES PARTICULARES

Los datos de entrada en el modelo incluyen la elevación de la superficie del agua en el momento de la falla (H_0), la elevación de la cortina (H), el ancho medio de la brecha (b) y el volumen almacenado en el embalse al momento de la falla (V). El área de superficie del vaso se estima como $A_s=2V/H_0$, la cual corresponde a un promedio en la curva de elevación-capacidad. El coeficiente (a_1) se asume como $1.5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, para tomar en cuenta la convergencia del flujo. La calibración del modelo se basa en el caudal máximo descargado Q_{bmax} y al tiempo de falla t_f . El valor inicial de Z_0 consistió en tres diferentes valores: $H-0.1$, $H-0.5$ y $H-1$. Finalmente, la modelación se realizó con un $\Delta t=60$ segundos.

ANCHO DE BRECHA (b)

Este parámetro es necesario en la modelación de rotura de una presa de tierra y se estima de manera externa al modelo, utilizando ecuaciones descritas en el capítulo 3 (Tabla 3.1). En este trabajo se realizó un análisis de sensibilidad y así conocer la incertidumbre en los hidrogramas de salida y posteriores mapas de inundación aguas abajo de la presa. Los valores de b considerados para realizar las modelaciones fueron los siguientes: 40, 45, 53, 75 y 99, los cuales corresponden a valor mínimo, promedio, intermedio y máximo.

Este modelo ha sido utilizado para simular el hidrograma de salida de la falla en la presa Teton (cortina de 90 metros y almacenamiento máximo de 308 hm^3), lo que implica que esta metodología puede ser aplicable a este caso de estudio en particular.

4.2 Modelo digital de elevación

El Modelo Digital de Elevación (MDE) elegido en este trabajo fue extraído del *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) con resolución de 1 arco de segundo (~30 metros) y cobertura a nivel. A continuación se muestran las principales características de este producto derivado mediante interferometría (señales de radar) satelital.

ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO	
Proyección	Geográfica
Base horizontal	WGS84
Base vertical	Elipsoide EGM96 (Earth Gravitational Model 1996)
Unidades verticales	Metros
Resolución espacial	1 arco de segundo para cobertura global (~30 metros)
Tamaño del ráster	1 grado por 1 grado
Longitud de onda en banda C	5.6 cm

Tabla 4.1 Especificaciones del producto SRTM 1-arco de segundo. USGS (2015).

Las Figuras 4.2 y 4.3 muestran la cobertura del SRTM sobre el planeta, en colores está indicado el número de pasadas que hizo por cada punto sobre el globo terrestre, siendo en color rojo 0 y en verde oscuro 4 o más; esto implica que tendrá una mayor precisión en los puntos con mayor número de pasadas. Aunque la misión se enfoca en información terrestre, se realizaron algunas lecturas en el océano (azul) para propósitos de calibración.

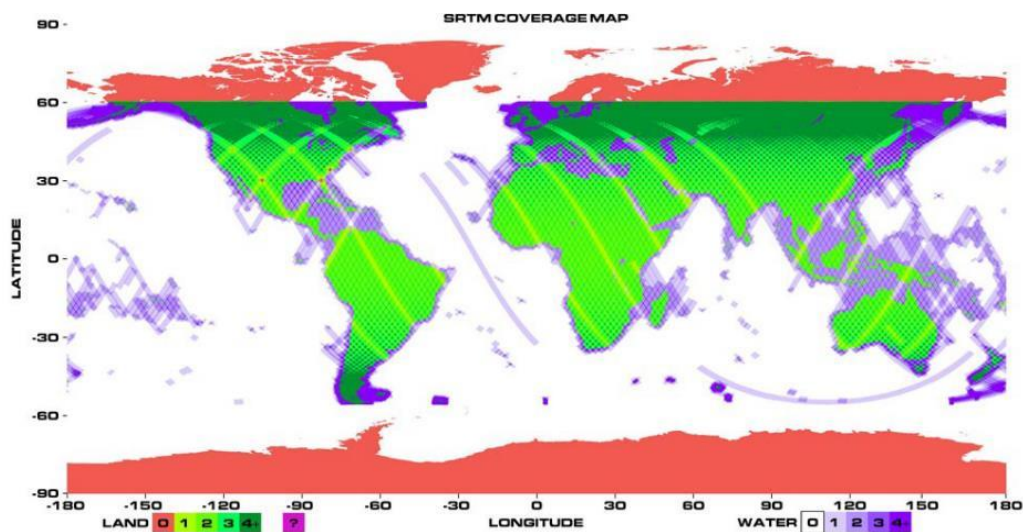


Figura 4.2 Mapa de cobertura del SRTM vista en plano. NASA (2016).

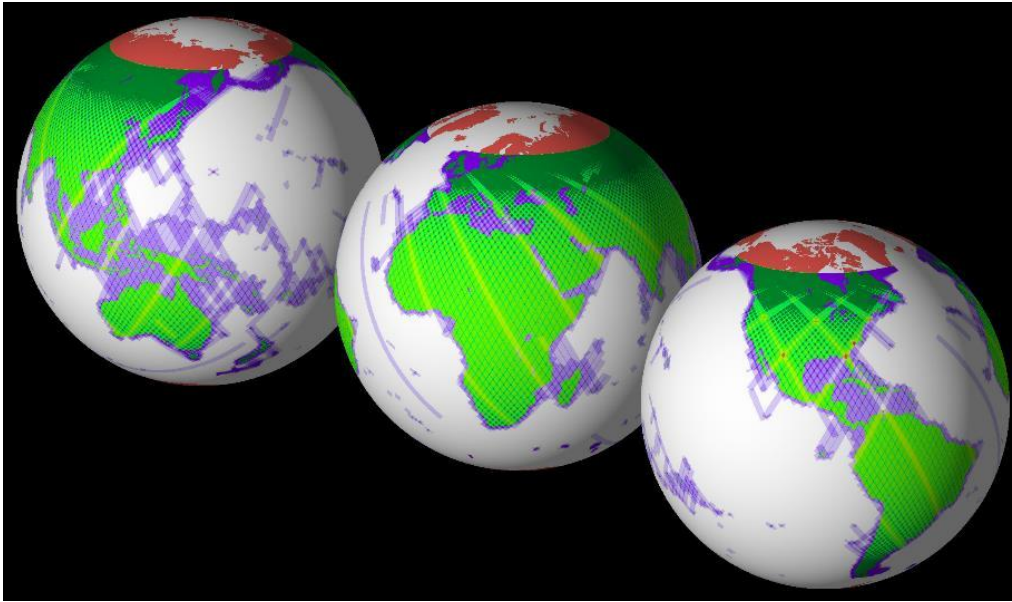


Figura 4.3 Mapa de cobertura del SRTM vista en globo. NASA (2016).

4.3 Coeficiente de rugosidad

La ecuación empírica para estimar la velocidad del flujo en superficie libre (Manning, 1891) es: $V=C \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$, donde V es la velocidad media, C el factor de resistencia al flujo, R el radio hidráulico y S la pendiente. Esta relación fue modificada posteriormente por otros y expresada en unidades métricas como $V=(1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (siendo n el coeficiente de rugosidad de Manning).

Debido a su simplicidad por ser una relación empírica y a los resultados satisfactorios que arroja para aplicaciones prácticas, la fórmula de Manning se ha hecho la más usada de todas las fórmulas de flujo uniforme para cálculos de escurrimiento en canal abierto.

Cuando se definen los parámetros hidráulicos de un modelo hidrodinámico, ya sea este unidimensional o bidimensional, una de las variables que más influyen en el comportamiento del modelo es precisamente el coeficiente de rugosidad n , el cual influye en la resistencia del flujo del agua a una superficie a cielo abierto.

A continuación, se muestran valores propuestos del coeficiente n para diferentes tipos de cauces (canales y ríos) y planicies de inundación:

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Corrientes naturales – cauces menores (anchura en su parte más alta < 33 m)			
1. Canales principales			
a. Limpio, recto, sin grietas ni socavones	0.025	0.030	0.033
b. Igual que el anterior, pero con piedras y maleza	0.030	0.035	0.040
c. Limpio, sinuoso, algunas grietas o socavones	0.033	0.040	0.045
d. Igual que el anterior, pero con piedras y maleza	0.035	0.045	0.050
e. Igual que el anterior, pero con secciones y pendientes menos efectivas	0.040	0.048	0.055
f. Igual que el "d" pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
g. Con flujo lento, con maleza y socavones	0.050	0.070	0.080
h. Con mucha maleza, grandes socavones, o cauces con muchos troncos y hierbajos	0.075	0.100	0.150
2. Cauces montañosos, sin vegetación, generalmente pronunciados, con árboles y vegetación a lo largo del curso			
a. En el fondo: gravas, rocas y cantos rodados	0.030	0.040	0.050
b. En el fondo: con rocas de gran tamaño	0.040	0.050	0.070
3. Planicie de inundación			
a. Pasto sin podar			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros en hileras	0.025	0.035	0.045
3. Cultivos maduros en campo	0.030	0.040	0.050
c. Pasto podado			
1. Poda pareja, con un poco de maleza	0.035	0.050	0.070
2. Poca maleza y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Poca maleza y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Maleza de media a densa, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Maleza de media a densa, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Arbolados			
1. Rectos con sauces densos, en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno despejado con troncos cortados y sin florecimientos	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con crecimiento de nuevos árboles	0.050	0.060	0.080
4. Muchos troncos de pie, algunos caídos, un poco de maleza y ramaje	0.080	0.100	0.120
5. Igual que el anterior, pero con ramaje denso en el área de inundación	0.100	0.120	0.160
4. Canales excavados o dragados			
a. De tierra, rectos y uniformes			

1. Limpios, recientemente excavados	0.016	0.018	0.020
2. Limpios, ya intemperizados	0.018	0.022	0.025
3. Limpios, de grava y sección uniforme	0.022	0.025	0.030
4. Con pasto corto y poca maleza	0.022	0.027	0.033
b. De tierra, sinuoso y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Con pasto y poca maleza	0.025	0.030	0.033
3. Maleza densa o lirio acuático en el fondo	0.030	0.035	0.040
4. Lecho de tierra y taludes de mampostería	0.028	0.030	0.035
5. Lecho de piedra y maleza aislada	0.025	0.035	0.040
6. Lecho de grava y laderas limpias	0.030	0.040	0.050
c. Excavaciones rectas y limpias			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Poca maleza	0.035	0.050	0.060
d. Con corte en roca			
1. Corte suave y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Corte irregular y con aristas	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, maleza y pasto			
1. Maleza densa y alta en el lecho	0.050	0.080	0.120
2. Lecho limpio, maleza en las laderas	0.040	0.050	0.080
3. Maleza en el lecho y área de inundación	0.045	0.070	0.110
4. Maleza muy densa en el canal	0.080	0.100	0.140
5. Canales construidos o revestidos			
a. Cemento			
1. Superficie limpia	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Lisa sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Lisa y tratada con resina	0.011	0.012	0.015
3. Rugosa	0.011	0.013	0.015
4. Tablones con polines	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Acabado fino	0.011	0.013	0.015
2. Acabado liso	0.013	0.015	0.016
3. Con acabado y grava en el lecho	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabado	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado de forma lisa	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado de forma ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca excavada en forma regular	0.017	0.020	
8. Sobre roca excavada en forma irregular	0.022	0.027	
d. Con concreto alisado en el lecho y taludes de:			

1. Piedra tallada y mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra colocada a mano y mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería con cemento y yeso	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería con cemento	0.020	0.025	0.030
5. Piedras o gaviones	0.020	0.030	0.035
e. Con grava en el lecho y taludes de:			
1. Formas de concreto	0.017	0.020	0.025
2. Piedra colocada a mano y mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedras o gaviones	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado	0.011	0.013	0.015
2. Con cemento o mortero	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Unidas con mortero o cemento	0.017	0.025	0.030
2. Simplemente colocadas sin mortero	0.023	0.032	0.035
h. Piedras talladas y alisadas	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Suave	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestido con vegetación	0.030		0.500

Tabla 4.2 Coeficientes de rugosidad de Manning para canales abiertos. Ven Te Chow (1959).

4.4 Simulación hidrodinámica bidimensional (Lisflood-FP)

ANTECEDENTES

El modelo LISFLOOD-FP fue desarrollado a finales de los años 90 (Bates y De Roo, 2000). El modelo fue diseñado para ser la representación física más simple posible, capaz de simular inundaciones dinámicas, y por lo tanto, permitiendo el modelado de grandes áreas a una alta resolución espacial (tamaños de celda de 10-100 metros). El modelo fue diseñado para trabajar en una malla regular cartesiana que permite la integración de SIG con los resultados numéricos del modelo.

LISFLOOD-FP es un modelo hidrodinámico 1D-2D basado en los principios hidráulicos que incorporan la ley de conservación de masa, la conectividad hidráulica y de llenado de celdas dentro de una malla de tipo ráster.

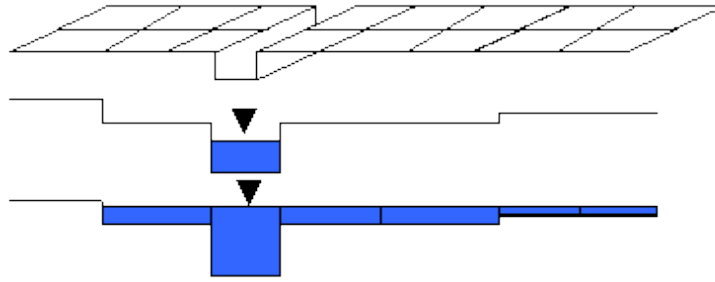


Figura 4.4 Principio físico fundamental con el que trabaja LISFLOOD-FP. Universidad de Bristol (2016).

El flujo en canales es resuelto utilizando un enfoque unidimensional que representa la propagación de la onda hacia aguas abajo y la respuesta del flujo a la pendiente de superficie libre, la cual puede ser descrita en términos de continuidad y la ecuación de momento, respectivamente, como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (4.15)$$

$$S_0 - \frac{n^2 Q^2 P^{4\beta}}{A^{\frac{10}{3}}} - \left[\frac{\partial h}{\partial x} \right] = 0 \quad (4.16)$$

Donde Q es la tasa de flujo volumétrico en el canal, A es el área de la sección transversal del flujo, q es el flujo entrante al canal proveniente de otras fuentes (ej. una planicie de inundación o ríos tributarios), S_0 es la pendiente de la plantilla, n es el coeficiente de fricción de Manning, P es el perímetro mojado del canal y h la profundidad hidráulica.

El término que soporta a la ecuación 4.16 es el término de difusión de onda, el cual fuerza al flujo del canal a responder tanto a la pendiente de la plantilla como a la pendiente de la superficie libre. Esto puede ser incluido o eliminado en el modelo para permitir tanto la aproximación cinética como la de difusión de onda. Para el caso de LISFLOOD-FP, las ecuaciones 4.15 y 4.16 se discretizan empleando diferencias finitas y un esquema implícito para la dependencia del tiempo.

Por otro lado, los ríos tributarios relacionados se discretizan como vectores a lo largo de su centro y se separa del mallado ráster sobrepuesto en la planicie de inundación. Estos canales pueden luego estar relacionados para simular la red de drenaje completa. En cada punto a lo largo del vector-canal, los parámetros requeridos son el ancho, la n de Manning y la elevación de la plantilla. El último parámetro brinda la pendiente de la plantilla y además la profundidad del cauce donde el vector-canal se combina con el MDE. Cada parámetro del canal puede ser especificado en cada

punto a lo largo del vector y el modelo realiza la interpolación lineal entre ellos. Este canal interpolado se utiliza después para identificar las celdas en el mallado.

Una vez que se supera la profundidad del cauce, el agua se expande desde el canal hacia una malla sobrepuesta sobre la planicie de inundación. De igual manera, el flujo de agua en la planicie se describe de una forma muy similar en términos de continuidad y momento, y este se discretiza en una malla cuadrada, la cual permite que el modelo represente en 2D la dinámica del flujo sobre la planicie. Finalmente, se asume que el flujo entre dos celdas es una simple función de la diferencia de alturas de la superficie libre entre esas celdas:

$$\frac{dh^{i,j}}{dt} = \frac{Qx^{i-1,j} - Qx^{i,j} + Qy^{i,j-1} - Qy^{i,j}}{\Delta x \Delta y} \quad (4.17)$$

$$Qx^{i,j} = \frac{hf^{\frac{5}{3}}}{n} \left(\frac{h^{i-1,j} - h^{i,j}}{\Delta x} \right)^{1/2} \Delta y \quad (4.18)$$

Donde $h^{i,j}$ es la altura del agua en la superficie libre en el nodo (i, j) , Δx y Δy son las dimensiones de las celdas, n es el coeficiente de fricción de Manning en la escala de mallado efectiva para la planicie de inundación, y Q_x y Q_y describen el flujo volumétrico entre las celdas de la planicie. La profundidad de flujo hf representa la profundidad a través de la cual el agua puede fluir entre dos celdas, y es definida como la diferencia entre la superficie libre más alta de las dos celdas y la elevación más alta de la plantilla.

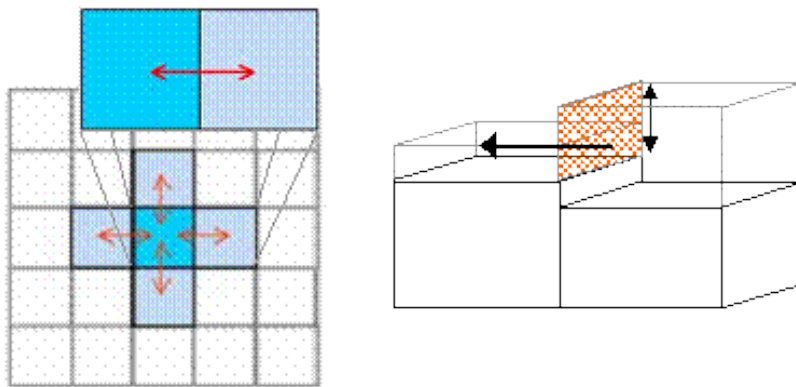


Figura 4.5 Interacción del flujo entre celdas para simular una inundación sobre una planicie 2D. Universidad de Bristol (2016).

CONSIDERACIONES DE LISFLOOD-FP

- El flujo en canales se puede representar ya sea por aproximaciones cinemáticas (sin atenuación del gasto pico) o de difusión de onda (con atenuación del gasto pico).
- Se asume que el canal es ancho y poco profundo, así que el perímetro mojado es aproximado al ancho del canal.
- Para planicies de inundación y flujos fuera del cauce, se asume que el flujo puede ser descrito mediante una serie de celdas de almacenamiento discretizadas como un mallado ráster.
- El flujo entre las celdas se puede calcular utilizando fórmulas analíticas de flujo uniforme (ecuación de Manning o de vertedor). Esto conlleva a una solución aproximada de una difusión de onda en dos dimensiones.
- No existe intercambio de momento entre el flujo del canal principal y el de la planicie, solo de masa.
- Se asume un flujo gradualmente variado.
- El modelo utiliza unidades estándar del SI para longitud (metros), tiempo (segundos), caudal (volumen por tiempo en m^3s^{-1}), entre otros.

PASOS DE TIEMPO

En el modelo, los pasos de tiempo son definidos por el usuario. Sin embargo, para pasos de tiempo demasiado largos, pueden surgir ciertas inestabilidades numéricas que generen errores en el resultado final. Irónicamente, esas inestabilidades se presentan con mayor facilidad en áreas de superficie libre de gradiente bajo, donde se supondría obtener una solución más sencilla. Por esta razón, las últimas versiones del modelo (2.0 y superiores) incluyen una opción con modo de tiempo adaptativo basado en un análisis de ecuaciones y en una analogía de un sistema de difusión (Hunter *et al.*, 2005) para determinar el paso de tiempo óptimo y mantener la estabilidad numérica de los cálculos.

5. Caso de estudio: El Rejón, Chihuahua

5.1 Descripción de la presa

Esta presa se encuentra ubicada en el municipio de Chihuahua y se terminó de construir en el año de 1965, consta de una cortina de materiales graduados, esto es, un corazón de arcilla impermeable, capas de tierra con pequeños boleos y paramentos de roca rodados a gravedad. La longitud de la corona es de 320 metros y su altura es de 33 metros. El ancho de la corona es de 9 metros, mientras que en la base llega a ser de hasta 55 metros. Las coordenadas UTM del centro de gravedad de la cortina son: 390570 E, 3165820 N.

La cuenca hidrológica contribuyente a la presa *El Rejón* tiene un área de 247.68 km² y su uso de suelo dominante es vegetación de bajos matorrales y pastizales. El arroyo principal de aportación al embalse es llamado *Rejón*, homónimo de la presa. Dentro de su cuenca de aportación no tiene secciones urbanizadas, pero se ha observado que a lo largo del tiempo la deforestación, así como las recientes sequías, han reducido significativamente su vegetación.

Su capacidad de almacenamiento total es de 6.6 Hm³, aunque ya tiene sedimentado 0.6 Hm³, por lo que su capacidad útil queda reducida a 6 Hm³.

El vertedor es de tipo cimacio en ligero arco, con una longitud de cresta de 27 metros y tiene una capacidad de descarga de 80m³/s. La salida del vertedor está controlada por un estanque de amortiguamiento e inmediatamente un canal en línea recta que devuelve el flujo al cauce con el mismo régimen que antes de entrar al vaso.

Cuenta con una obra de toma de tipo conducto, que tenía la capacidad de descarga de 35m³/s, pero actualmente no está en servicio, aunque la suelen abrir esporádicamente por cuestiones de mantenimiento.

También cuenta con un dique auxiliar que tiene una longitud de 400 metros y con una altura máxima de 10 metros, ubicado en el extremo sureste de la presa. Además tiene una torre o pozo de visita, donde se controla la válvula de la obra de toma y a su vez, la pared se utiliza como limnómetro para conocer la elevación-capacidad de la presa en cualquier momento.



Figura 5.1 Ubicación geográfica de la presa *El Rejón*.

A continuación se muestran fotografías de algunos de los elementos que conforman la presa:



Figura 5.2 Fotografías de algunos elementos de la presa El Rejón. **a)** Paramento aguas arriba de la cortina. **b)** Vista aguas abajo de la cortina y obra de toma. **c)** Canal de salida. **d)** Vertedor cimacio curvo. **e)** Estanque amortiguador. **f)** Torre limnómetro y válvulas de obra de toma.

Aguas debajo de la cortina, terminando el canal de salida, el agua regresa al cauce natural donde luego de 1,200 metros, el cauce se entronca con el río Chuviscar y a partir de este punto, el río se encuentra parcialmente revestido durante 3,200 metros. Posteriormente, el revestimiento de concreto es total durante los 4,650 metros restantes, en los cuales, el río cruza por la ciudad hasta entroncarse con el río Sacramento, donde el cauce vuelve nuevamente a una geometría irregular y sin revestimiento alguno.

5.2 Definición de escenarios de rotura y variabilidad de parámetros.

El peor escenario para el fallo de cualquier presa se considera que es cuando sus aguas estén en la cota máxima permisible en el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME), y esto ocurre cuando el vaso está completamente lleno y con un tirante de vertimiento considerable, lo cual genera que la capacidad de su embalse esté en su máximo nivel (capacidad útil más sobrealmacenamiento) y por lo tanto represente el mayor riesgo en caso de falla de la cortina.

En este caso particular, para la simulación de falla se consideró que el nivel del agua estaría en la cota de la corona, esto es a 33 metros de la base y ello implicaría que además de usar el vertedor de demasías, el agua empezaría a rebosar sobre la corona de la cortina. Dicho caso podría ocurrir en caso de tener una avenida extraordinaria y un almacenamiento máximo.

No obstante, existe también la posibilidad de que la cortina falle aun cuando el nivel se encuentre por debajo del NAMO, tal como se mencionó en el capítulo 3, esto es, por infiltración de agua a través de la cortina y su posterior embrechamiento.

PARÁMETROS EN LA SIMULACIÓN DE FALLA

Uno de los parámetros más importantes en el modelado de rotura de presa es precisamente el ancho de la brecha, por lo que con las condiciones propuestas de la presa y en base a los valores propuestos por distintos autores, se seleccionaron cinco valores para representar el abanico de probabilidades en la modelación. A continuación se presenta una tabla con valores, que según la literatura, podrían representar adecuadamente el ancho de la brecha:

AUTOR	ECUACIÓN	VALOR (b)
USBR	$b=3.0 \cdot H_h$	99
Von Thun y Gillette	$b=2.5 \cdot H_h + C_b$	125.2
Reed y Halgren (tubificación)	$b=0.1803 \cdot k_0 \cdot (H_b)^{0.19} \cdot (V_a)^{0.32}$ [$k_0=1.0$]	51.7
Reed y Halgren (rebosamiento)	$b=0.1803 \cdot k_0 \cdot (H_b)^{0.19} \cdot (V_a)^{0.32}$ [$k_0=1.3$]	72.4
Xu y Zhang (b_{Max})	$b_M/H_b=1.062 \cdot (H_c/H_r)^{0.092} \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.508} \cdot \exp(B_2)$	135.3
Xu y Zhang (b_{media})	$b/H_b=5.543 \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.739} \cdot \exp(C_3)$	75
Xu y Zhang (b_{media})	$b/H_b=0.787 \cdot (H_c/H_r)^{0.133} \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.508} \cdot \exp(B_3)$	45
Xu y Zhang (b_{Max})	$b_M/H_b=0.996 \cdot (V_w^{1/3}/H_w)^{0.558} \cdot \exp(C_2)$	95.6
Froehlich (tubificación)	$b=0.27 \cdot k_0 \cdot V^{0.32} \cdot H_b^{0.040}$ [$k_0=1.0$]	40
Froehlich (rebosamiento)	$b=0.27 \cdot k_0 \cdot V^{0.32} \cdot H_b^{0.040}$ [$k_0=1.3$]	53

Tabla 5.1 Valores probables de ancho de brecha para la falla de una cortina de tierra. Zagonjolti (2007).

Los valores que están resaltados en rojo (99, 75, 45, 40 y 53) fueron los elegidos para representar el ancho de brecha probable en la falla del caso de estudio. Si se toma nota de que la cortina tiene una longitud de 320 metros, estos anchos de brecha estarían representando el 30.9, 23.4, 14, 12.5 y 16.5% respectivamente de la longitud total.

PARÁMETROS FIJOS		
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	VALOR FIJADO
Elevación de la cortina (H)	metros	33
Cota del nivel del agua al momento de la falla (H_0)	metros	33
Capacidad de conservación (C_c) = capacidad útil + capacidad muerta	Hm ³	6.6
Volumen útil del embalse (V)	Hm ³	6
Sobrealmacenamiento $Sa = V/4$	Hm ³	1.5
Volumen al momento de la falla $V_f = V + Sa$	Hm ³	7.5
Área de la superficie del vaso $As = 2V_f/H_0$	m ²	227,273
Coeficiente de convergencia del flujo (α_1)	m ^{1/2} /s	1.5
Paso de tiempo en la modelación (Δt)	segundos	60
Resolución espacial del MDE SRTM-30 ($\Delta x, \Delta y$)	metros	30

Tabla 5.2 Parámetros fijos para la modelación de inundaciones por rotura de presa.

PARÁMETROS VARIABLES		
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	VALORES CONSIDERADOS
Coefficiente de erosividad (α_2)	adimensional	~0.0004 ~0.0006 ~0.000725 ~0.0009
Ancho de brecha (b)	metros	40 (Froehlich) 45 (Xu y Zhang) 53 (Froehlich) 75 (Xu y Zhang) 99 (USBR)
Escalón inicial del embrechamiento (Z_0)	metros	32.9 ($H-0.1$) 32.5 ($H-0.5$) 32 ($H-1$)
Coefficiente de rugosidad de Manning (n)	$m^{1/6}$	0.017 (Concreto) 0.025 (Mixto) 0.035 (Cauce natural)

Tabla 5.3 Parámetros variables para la modelación de inundaciones por rotura de presa.

En la literatura también se pueden encontrar ecuaciones empíricas o paramétricas (Tabla 5.4) con las cuales se puede estimar el gasto pico y tiempo total de falla por rotura de presa, estos valores sirven como referencia para comprobar si los resultados del modelo empleado están dentro de los valores aceptables para una presa de su tamaño y tipo.

REFERENCIA	ECUACIONES PROPUESTAS	VALOR
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$	$Q_p = 8,114 \text{ m}^3/\text{s}$
SCS (1981)	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$ (envolvente)	$Q_p = 10,699 \text{ m}^3/\text{s}$
Hagen (1982)	$Q_p = 0.54(S h_d)^{0.5}$	$Q_p = 7,598 \text{ m}^3/\text{s}$
Singh y Snorrason (1984)	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$ $Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$ (envolvente)	$Q_p = 2,724 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_p = 9,933 \text{ m}^3/\text{s}$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er} = 0.0261 (V_w h_w)^{0.769}$ (earthfills) $V_{er} = 0.00348 (V_w h_w)^{0.852}$ (nonearthfills) $t_f = 0.0179 (V_{er})^{0.364}$ $Q_p = 1.154 (V_w h_w)^{0.412}$ $Q_p = 3.85 (V_w h_w)^{0.411}$ (envolvente)	$V_{er} = 20.65 \text{ m/s}$ $t_f = 1.06 \text{ hr} = 64 \text{ min}$ $Q_p = 3,314 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_p = 10,844 \text{ m}^3/\text{s}$
Costa (1985)	$Q_p = 0.981(S h_d)^{0.42}$ $Q_p = 1.122(S)^{0.57}$ (envolvente)	$Q_p = 2,994 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_p = 8,195 \text{ m}^3/\text{s}$
Evans (1986)	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$	$Q_p = 2,418 \text{ m}^3/\text{s}$
USBR (1988)	$B_{avg} = 3h_w$ $t_f = 0.011 B_{avg}$ $Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$ (envolvente)	$B_{avg} = 99 \text{ m}$ $t_f = 1.09 \text{ hr} = 65 \text{ min}$ $Q_p = 12,311 \text{ m}^3/\text{s}$
Von Thun y Gillette (1990)	$B_{avg} = 2.5h_w + C_b$ $t_f = B_{avg}/(4h_w)$ (resistente a la erosión) $t_f = B_{avg}/(4h_w + 61)$ (altamente erosionable)	$B_{avg} = 81 \text{ m}$ $t_f = 0.61 \text{ hr} = 37 \text{ min}$ $t_f = 0.42 \text{ hr} = 25 \text{ min}$
Froehlich (1995a)	$Q_p = 0.607(V_w)^{0.295} h_w^{1.24}$	$Q_p = 4,946 \text{ m}^3/\text{s}$

Froehlich (1995b)	$B_{avg}=0.1803K_0(V_w)^{0.32}(h_b)^{0.19}$ $t_f=0.00254(V_w)^{0.53}(h_b)^{-0.9}$	$B_{avg} = 55.5 \text{ m}$ $t_f = 0.48 \text{ hr} = 29 \text{ min}$
Pierce et al. (2010)	$Q_p=0.0176(V)^{0.606} h$ (envolvente) $Q_p=0.038V^{0.475}h^{1.09}$	$Q_p = 11,667 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_p = 3,167 \text{ m}^3/\text{s}$

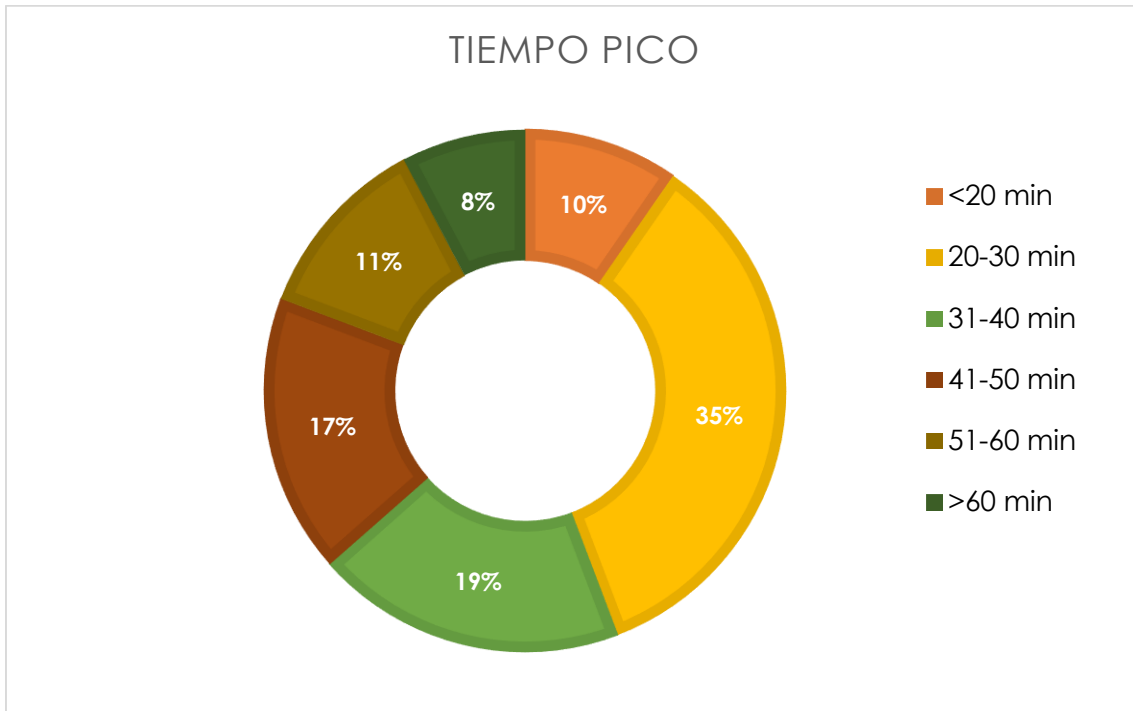
Tabla 5.4 Valores de referencia de modelos empíricos – paramétricos. Weiming W. (2011).

A continuación se presenta una tabla con los valores pico, obtenidos para cada hidrograma de salida probable de la Presa *El Rejón* utilizando el modelo de *Singh y Scarlatos* (1988), con referencia a sus parámetros variables de entrada:

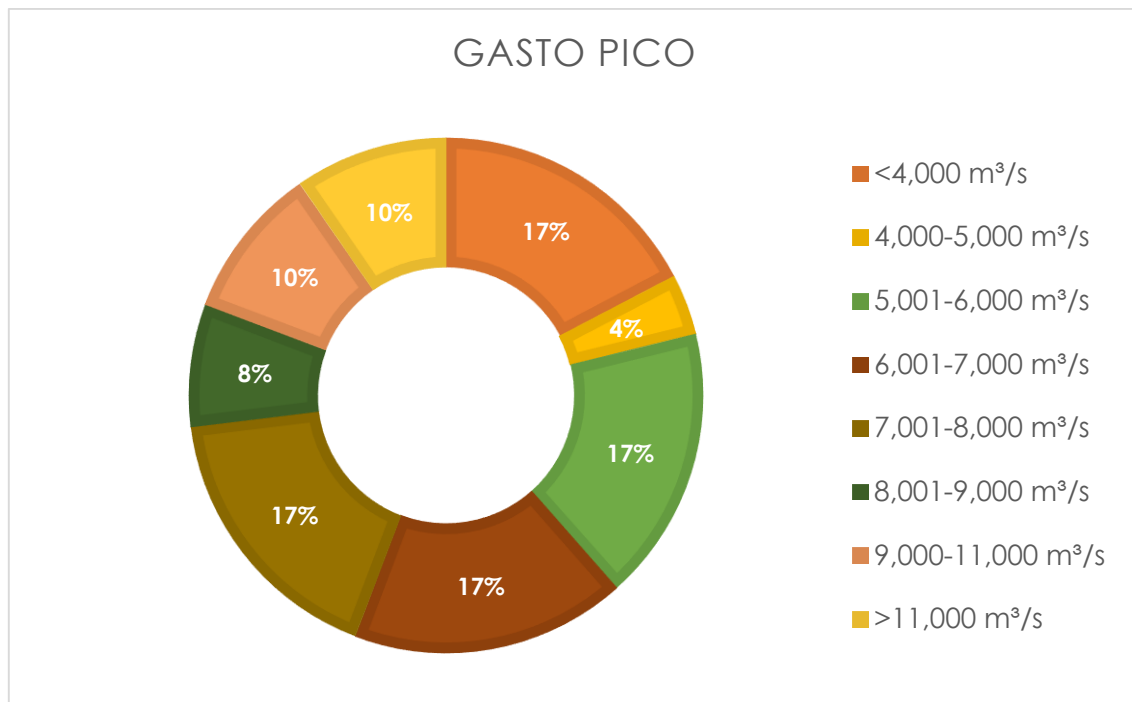
PARÁMETROS	VALORES	PARÁMETROS	VALORES
1) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 5,840 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 35 \text{ min}$	2) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 5,988 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 27 \text{ min}$
3) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 6,055 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 53 \text{ min}$	4) Erosividad $\alpha_2 = 0.0004$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 3,149 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 50 \text{ min}$
5) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 4,994 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 40 \text{ min}$	6) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 7,355 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 30 \text{ min}$
7) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 7,206 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 44 \text{ min}$	8) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 6,327 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 34 \text{ min}$
9) Erosividad $\alpha_2 = 0.0007$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 6,248 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 26 \text{ min}$	10) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 6,352 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 52 \text{ min}$
11) Erosividad $\alpha_2 = 0.00039$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 3,298 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 45 \text{ min}$	12) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 5,205 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 38 \text{ min}$
13) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 7,432 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 29 \text{ min}$	14) Erosividad $\alpha_2 = 0.00042$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 3,540 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 28 \text{ min}$
15) Erosividad $\alpha_2 = 0.00064$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 5,414 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 27 \text{ min}$	16) Erosividad $\alpha_2 = 0.00093$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 7,548 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 22 \text{ min}$
17) Erosividad $\alpha_2 = 0.0004$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 3,372 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 80 \text{ min}$	18) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 5,246 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 60 \text{ min}$
19) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 45$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 7,792 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 43 \text{ min}$	20) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	$Q_p = 6,454 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 32 \text{ min}$
21) Erosividad $\alpha_2 = 0.00067$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 5,928 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 24 \text{ min}$	22) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	$Q_p = 6,416 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 50 \text{ min}$
23) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 4,865 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 30 \text{ min}$	24) Erosividad $\alpha_2 = 0.00093$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	$Q_p = 7,403 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_p = 23 \text{ min}$

25) Erosividad $\alpha_2 = 0.0004$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 3,893 m³/s Tp = 20 min	26) Erosividad $\alpha_2 = 0.00076$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 6,751 m³/s Tp = 23 min
27) Erosividad $\alpha_2 = 0.00092$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 8,170 m³/s Tp = 21 min	28) Erosividad $\alpha_2 = 0.0004$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 3,284 m³/s Tp = 82 min
29) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 5,363 m³/s Tp = 58 min	30) Erosividad $\alpha_2 = 0.00038$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 3,811 m³/s Tp = 38 min
31) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 8,214 m³/s Tp = 28 min	32) Erosividad $\alpha_2 = 0.0004$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 3,911 m³/s Tp = 74 min
33) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 8,258 m³/s Tp = 42 min	34) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 53$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 5,512 m³/s Tp = 35 min
35) Erosividad $\alpha_2 = 0.000385$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 3,054 m³/s Tp = 32 min	36) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 40$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 5,043 m³/s Tp = 61 min
37) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 11,336 m³/s Tp = 13 min	38) Erosividad $\alpha_2 = 0.00055$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 12,436 m³/s Tp = 17 min
39) Erosividad $\alpha_2 = 0.001$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 12,668 m³/s Tp = 20 min	40) Erosividad $\alpha_2 = 0.00158$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 18,241 m³/s Tp = 16 min
41) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 10,603 m³/s Tp = 44 min	42) Erosividad $\alpha_2 = 0.000725$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 10,643 m³/s Tp = 41 min
43) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 99$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 11,219 m³/s Tp = 36 min	44) Erosividad $\alpha_2 = 0.000627$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 7,154 m³/s Tp = 16 min
45) Erosividad $\alpha_2 = 0.001$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32$	Qp = 10,420 m³/s Tp = 17 min	46) Erosividad $\alpha_2 = 0.00054$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 6,613 m³/s Tp = 27 min
47) Erosividad $\alpha_2 = 0.00079$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 8,355 m³/s Tp = 26 min	48) Erosividad $\alpha_2 = 0.00094$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.5$	Qp = 9,712 m³/s Tp = 24 min
49) Erosividad $\alpha_2 = 0.000424$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 7,611 m³/s Tp = 60 min	50) Erosividad $\alpha_2 = 0.0006$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 6,741 m³/s Tp = 51 min
51) Erosividad $\alpha_2 = 0.000722$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 7,667 m³/s Tp = 46 min	52) Erosividad $\alpha_2 = 0.0009$ Ancho de brecha $b = 75$ Escalón inicial $Z_0 = 32.9$	Qp = 9,433 m³/s Tp = 39 min

Tabla 5.5 Valores pico de salida para cada hidrograma de salida probable.



Gráfica 5.1 Distribución estadística para cada rango de tiempo pico.



Gráfica 5.2 Distribución estadística para cada rango de gasto pico.

De acuerdo a los resultados de las simulaciones en las que se obtuvieron varios posibles hidrogramas de salida, se agrupó el tiempo pico en rangos de diez minutos a partir de los primeros veinte, la gráfica 5.1 muestra el porcentaje de probabilidad de ocurrencia de cada rango, donde la probabilidad de ocurrencia entre los 20 y los 30 minutos está cerca del 35% y que ocurra antes de los primeros 40 minutos representa el 64% de probabilidad.

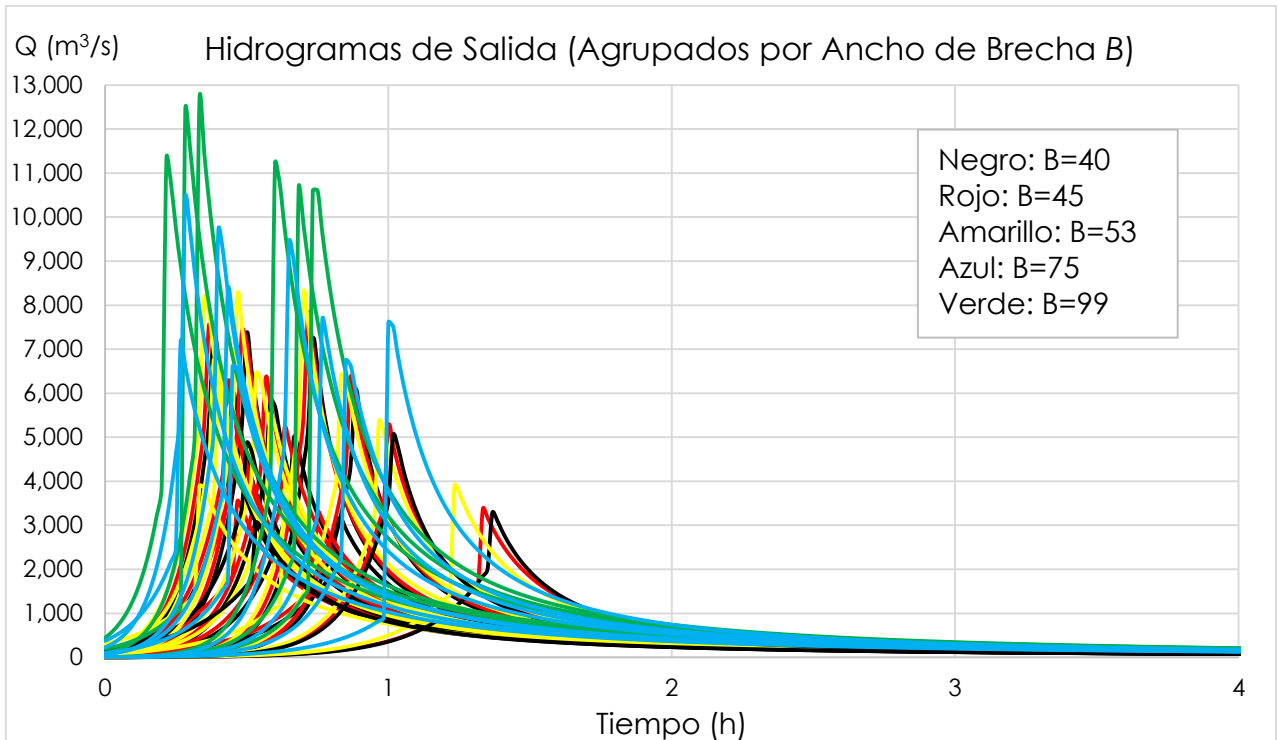
Se realizó también un análisis de agrupamiento para los gastos pico (gráfica 5.2), obtenidos en los hidrogramas de salida debido a la rotura de la presa, los rangos considerados son a cada 1,000 m³/s a partir de los 4,000 y hasta llegar a los 11,000. Se encontraron varios rangos con un porcentaje muy similar, por lo que no existe un rango dominante, lo que se puede apreciar es que existe cerca del 72% de probabilidad de que el gasto pico no rebase los 8,000 m³/s. Esta información resulta útil al momento de simular la inundación, ya que se podría tomar como el escenario más desfavorable, con un alto porcentaje de probabilidad.

El promedio aritmético de los resultados es de un gasto pico de 7,030 m³/s y un tiempo pico de 37 minutos, la desviación estándar para el gasto pico es de 2,902.7 m³/s y para el tiempo pico es de 16.4 minutos.

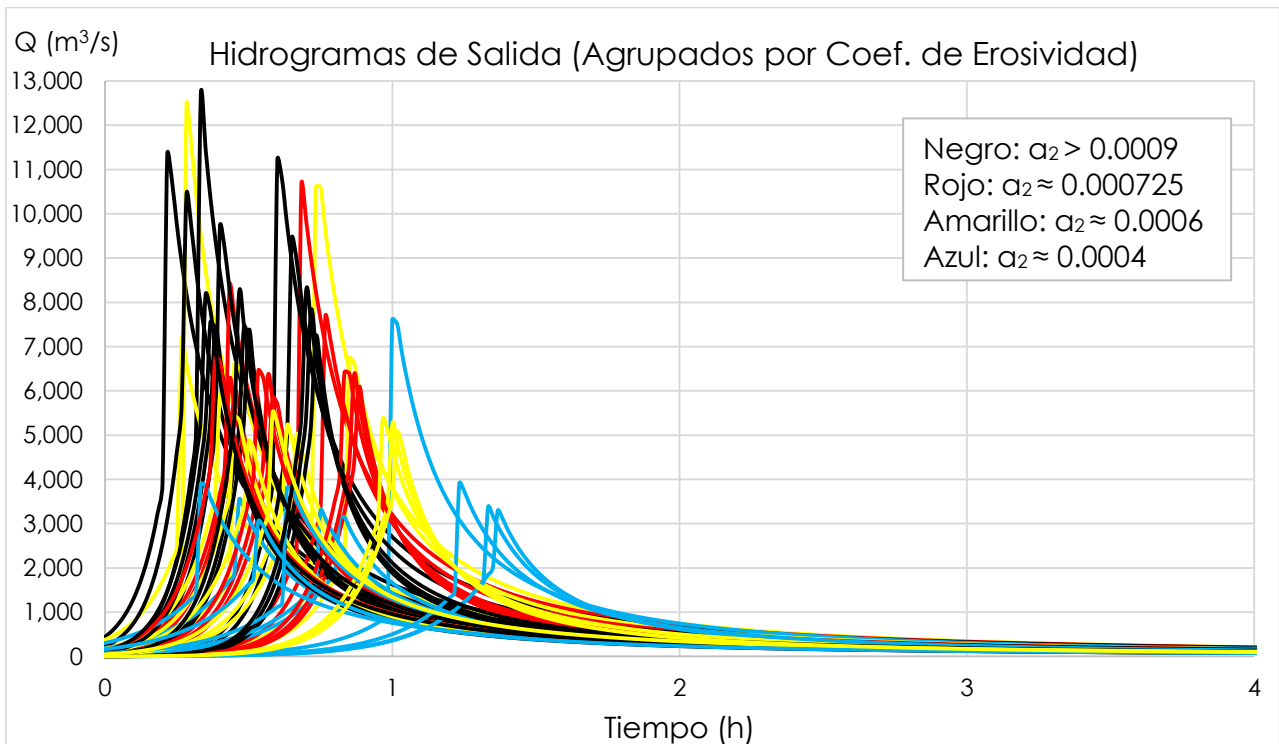
5.3 Sensibilidad hidrológica e hidráulica

Una vez concluida la obtención de los 52 posibles hidrogramas de salida debido a la rotura de la presa, los hidrogramas se reagruparon de tres diferentes formas; el primer agrupamiento, por escalón inicial Z_0 , que se define como el primer escalón que se erosiona de la corona de la cortina hacia abajo y este representa el valor umbral que desencadena la reacción de su embrechamiento; el segundo agrupamiento está asociado al ancho de brecha formado B , asumiendo una forma rectangular; y el tercero y último agrupamiento está dado por el coeficiente de erosividad a_2 que representa el tipo de materiales por el que está conformada la cortina, su proceso de construcción (composición, compactación, etc.) y su deterioro.

Se observó que el escalón inicial dado está íntimamente relacionado al tiempo pico del hidrograma, esto es que **a mayor escalón de erosión inicial, un menor tiempo pico** se presenta; también se observó que el ancho de brecha está directamente relacionado al gasto pico del hidrograma, esto es, **a mayor ancho de brecha, existe un gasto pico mayor**; y el que es quizá el parámetro más complejo de dictaminar es el coeficiente de erosividad, se observó que este parámetro se relaciona tanto con el gasto como con el



Gráfica 5.4 Hidrogramas de salida, agrupados por ancho de brecha B .



Gráfica 5.5 Hidrogramas de salida, agrupados por coeficiente de erosividad a_2 .

5.4 Incertidumbre en los mapas de inundación

Se delimitó un área para representar el polígono en que la inundación fue simulada, esta área abarca una extensión de 18.94 km² (1,894 has) y se tuvo la topobatimetría del río en estudio y su área aledaña mediante el MDE SRTM a una resolución de 30 metros. El punto más alto es de 1,544 msnm (metros sobre el nivel del mar) en la zona sur del polígono, mientras que el punto más bajo corresponde a 1,381 msnm en la esquina noreste del polígono, esto indica que el río fluye en sentido noreste hasta su cruce con el río Sacramento, que es el límite norte del polígono. El polígono demarcado en color rojo (Figura 5.3) abarca aproximadamente una séptima parte de la superficie total del área urbana de la ciudad de Chihuahua.



Figura 5.3 Polígono demarcado para obtener el área de inundación.

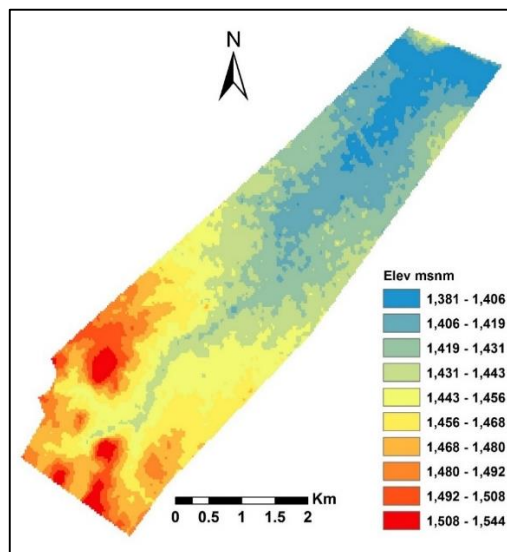


Figura 5.4 Topobatimetría del área de estudio.

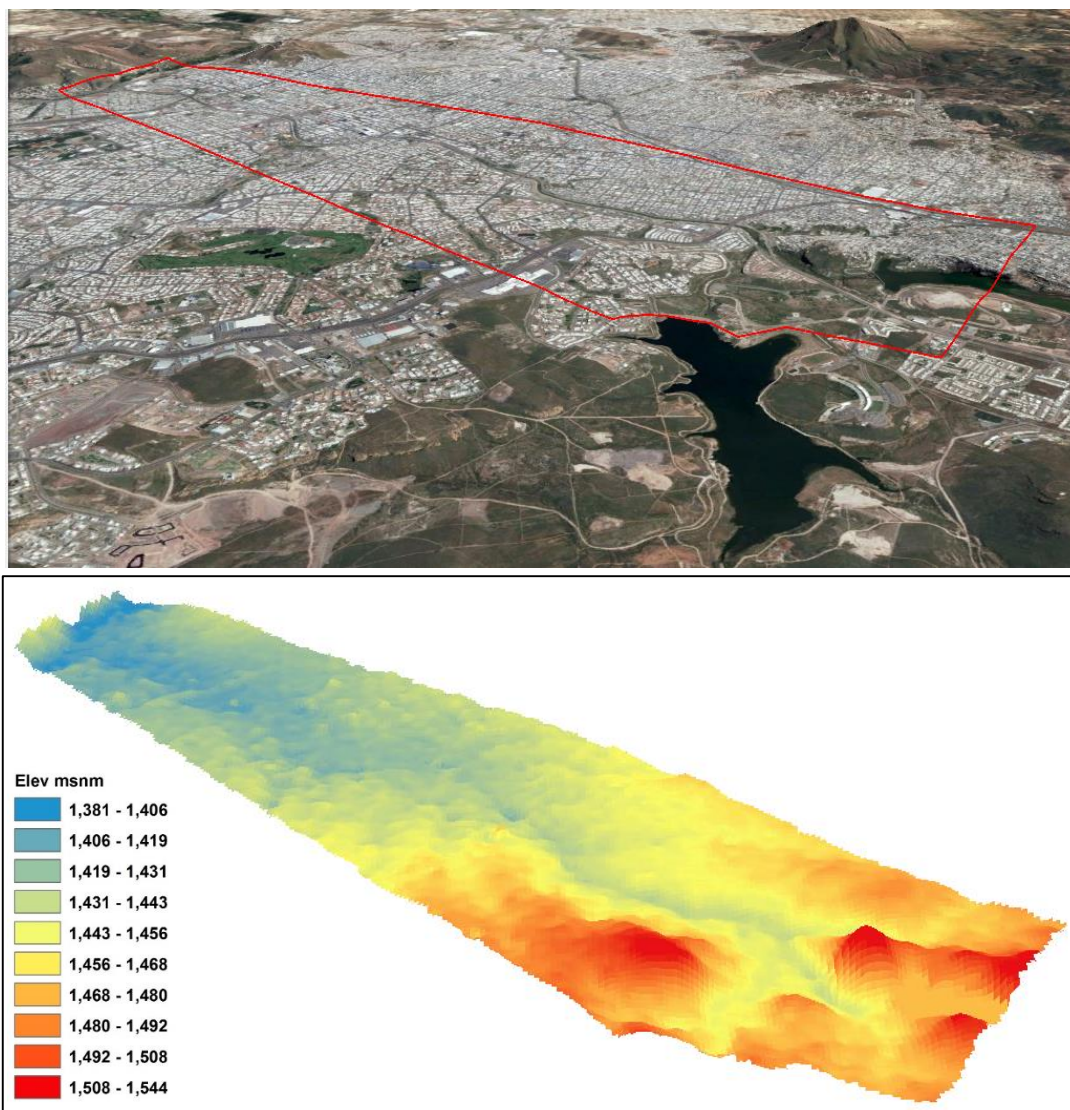
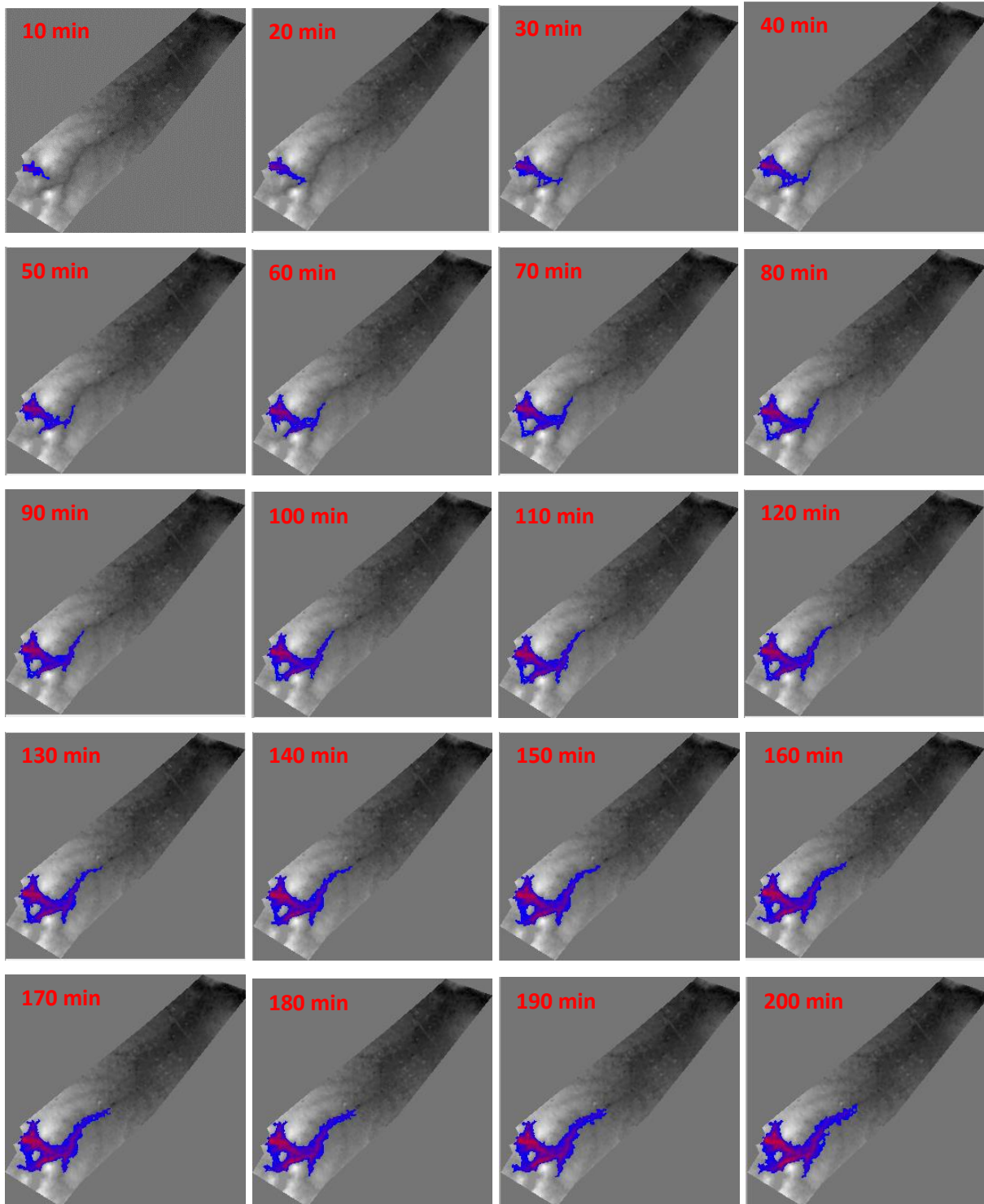


Figura 5.5 Topobatimetría 3D del área de estudio.

Los mapas que muestran las áreas de inundación han sido elaborados a partir de los datos de entrada, que para este caso están dados por el hidrograma de salida producido por la rotura de la presa. La simulación se realizó para las primeras 6 horas a partir de la falla, y los intervalos fueron calculados a cada 10 minutos, esto es que se obtuvieron 36 cuadros con un área de inundación para cada simulación. Se utilizaron tres diferentes coeficientes de fricción para representar el tipo de terreno que se tiene aguas abajo de la presa, el primero de 0.017, que supone un material de concreto en toda su longitud, el segundo de 0.025, que sería un valor intermedio entre concreto y terreno natural, y el tercero de 0.035, que correspondería a terreno natural en toda su extensión. El total de simulaciones fue de 52 hidrogramas por cada coeficiente de fricción, lo que da un total de 156 simulaciones con 36 cuadros cada una (cada 10 minutos).

A continuación se presenta un ejemplo de la evolución temporal de la inundación con los 36 cuadros a cada 10 minutos, el ejemplo corresponde a valores promedio que fueron: $Z_0=32.5$, $a_2=0.0725$, $B=53$ y $f=0.025$. Los valores pico de este hidrograma de salida fueron para este caso: $Q_p=6,454 \text{ m}^3/\text{s}$ y $T_p=32 \text{ min}$.



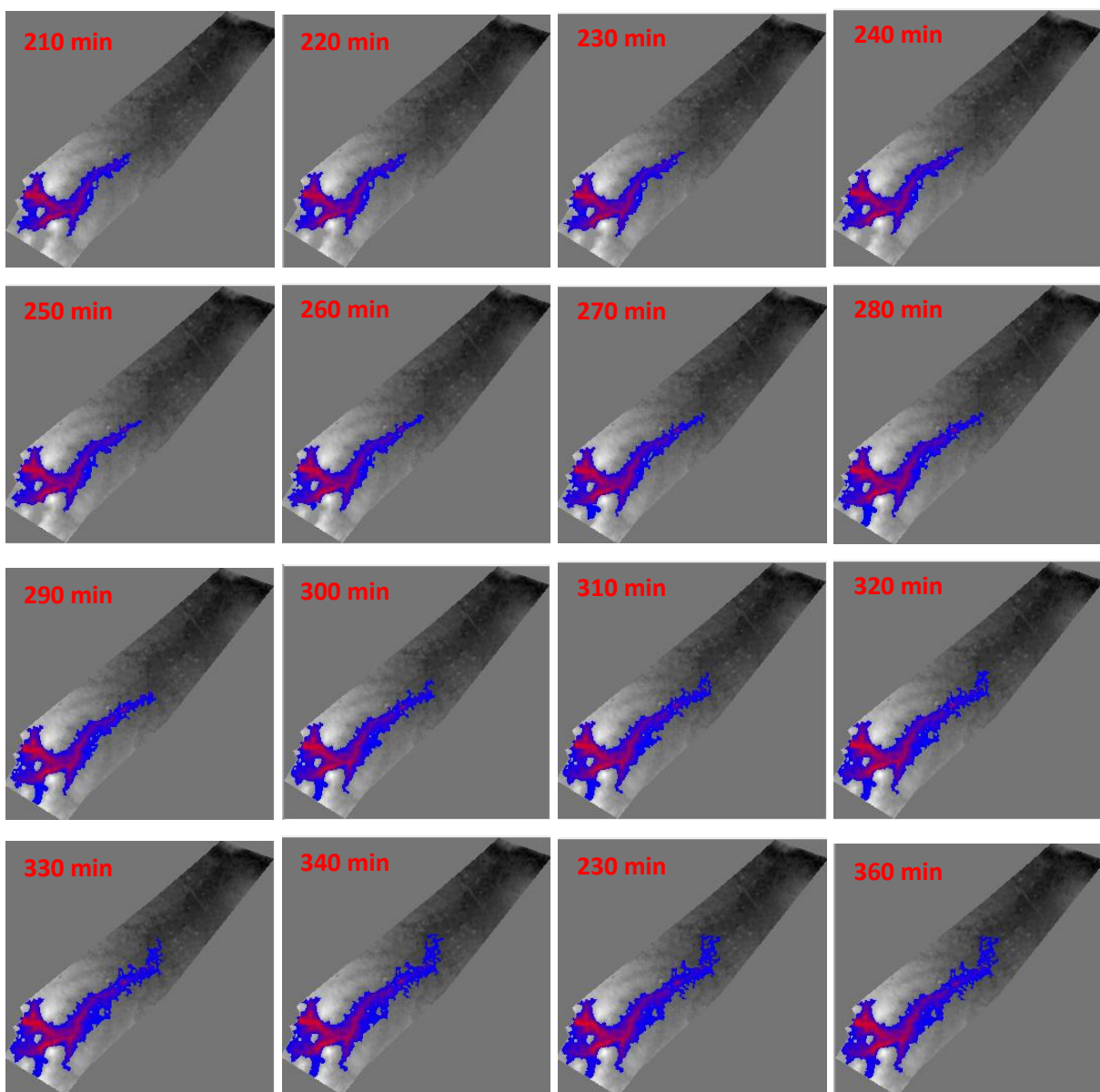


Figura 5.6 Evolución de la simulación de una inundación a cada 10 minutos.

La Figura 5.7 muestra la hidrografía de la ciudad de Chihuahua y la ubicación de la presa *El Rejón* (círculo verde), en la que se puede observar que la cuenca de la presa es relativamente pequeña y cuyo hidrograma de salida descarga directamente sobre el río Chuviscar. El otro río importante de la ciudad, el río Sacramento, drena el escurrimiento de la zona norte y se une con el río Chuviscar en el extremo sur de la Sierra de Nombre de Dios.

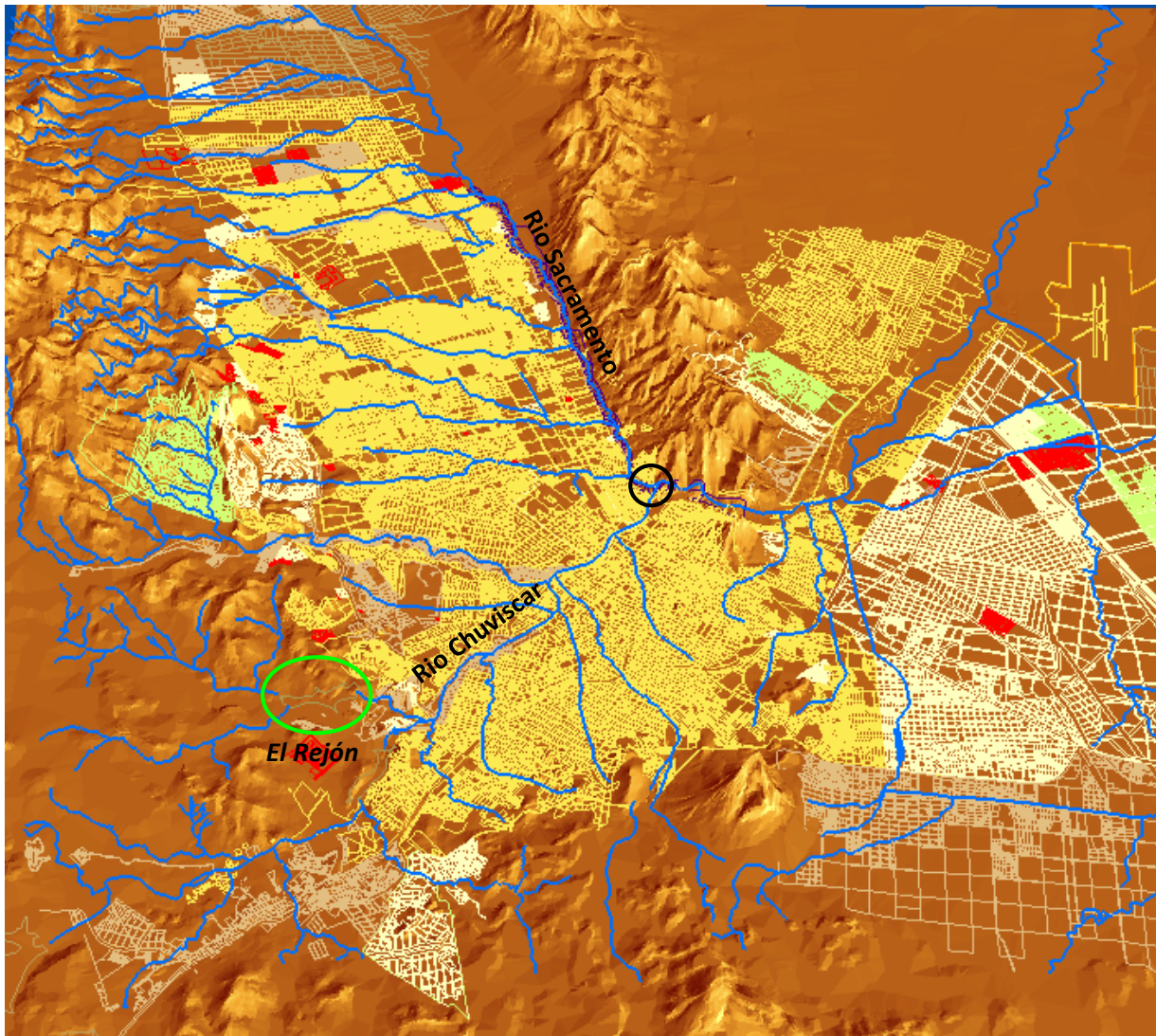
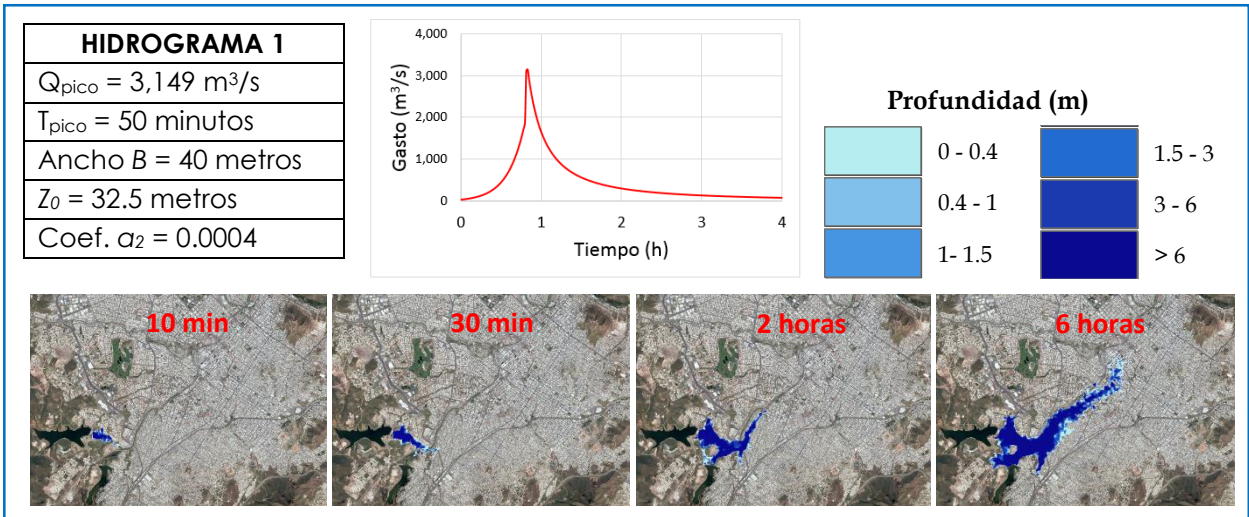


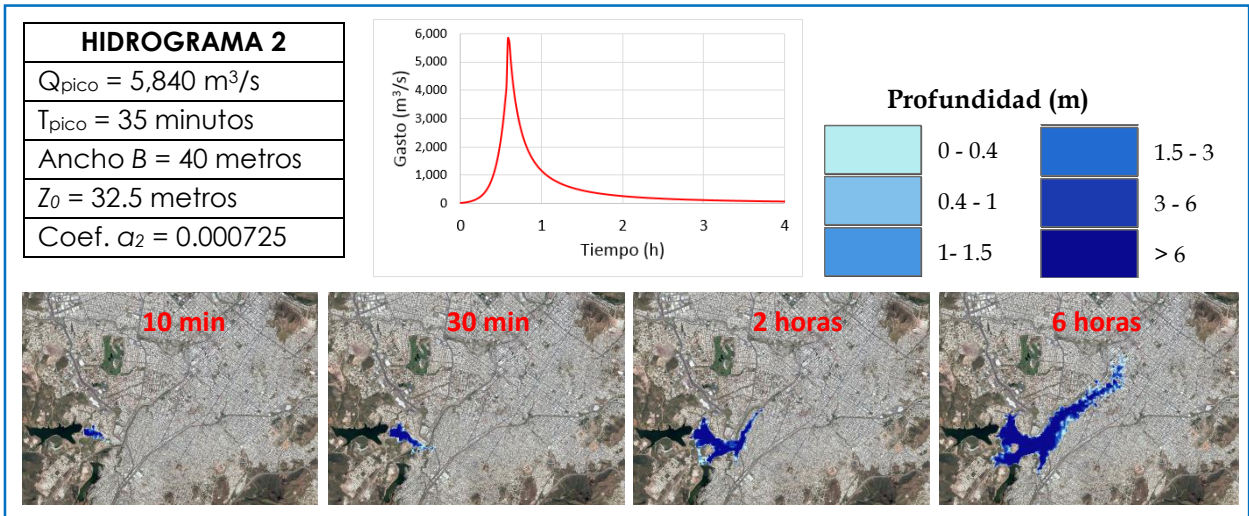
Figura 5.7 Hidrografía de la ciudad de Chihuahua y ubicación de la presa *El Rejón*. IMPLAN (2006).

A continuación se muestran siete grupos de mapas que representan distintos hidrogramas de salida, tomando escenarios extremos e intermedios, esto para observar las diferencias en la inundación, expresada tanto en área, como en tirantes.

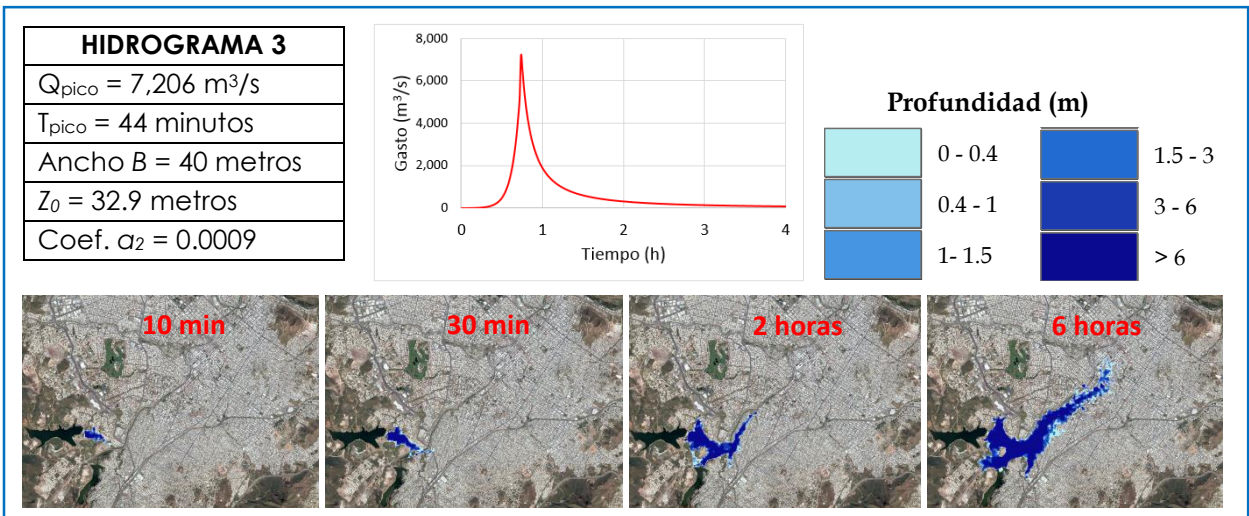
Se designaron seis niveles de profundidad en los tirantes para mostrar los mapas de inundación: 0 - 0.4, 0.4 - 1.0, 1.0 - 1.5, 1.5 - 3, 3 - 6 y >6 metros respectivamente. Los cuatro mapas que representan a cada hidrograma están a los 10 minutos, 30 minutos, 2 horas y 6 horas respectivamente. El coeficiente de fricción utilizado en estas simulaciones es de 0.017, el cual corresponde a una superficie de concreto, ya que la mayor parte de la urbanización cuenta con asfalto y el río está principalmente revestido de concreto.



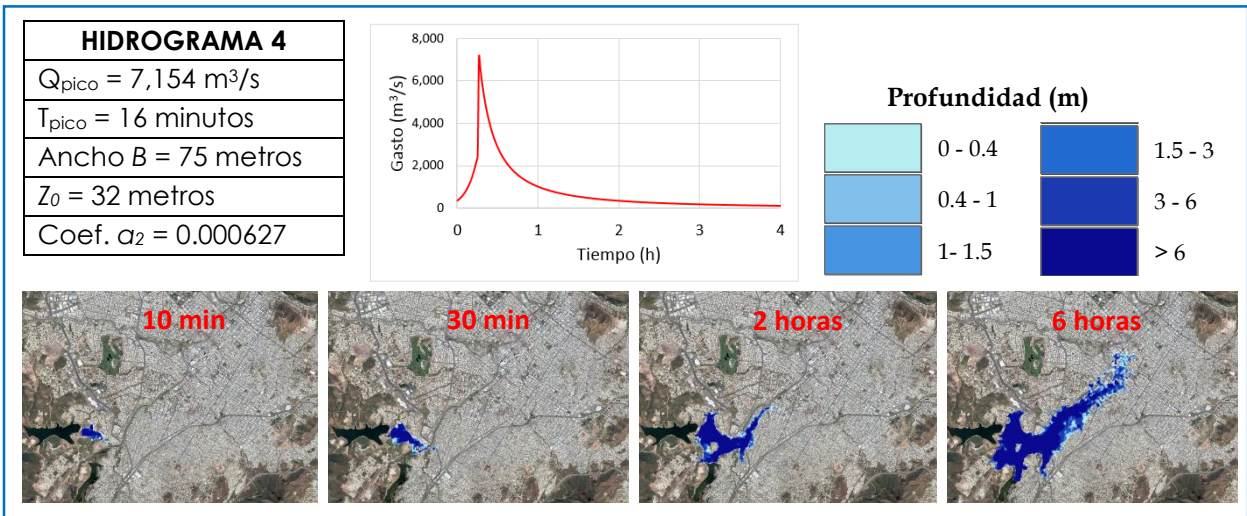
Cuadro 5.1 Manchas de inundación para el hidrograma #1 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



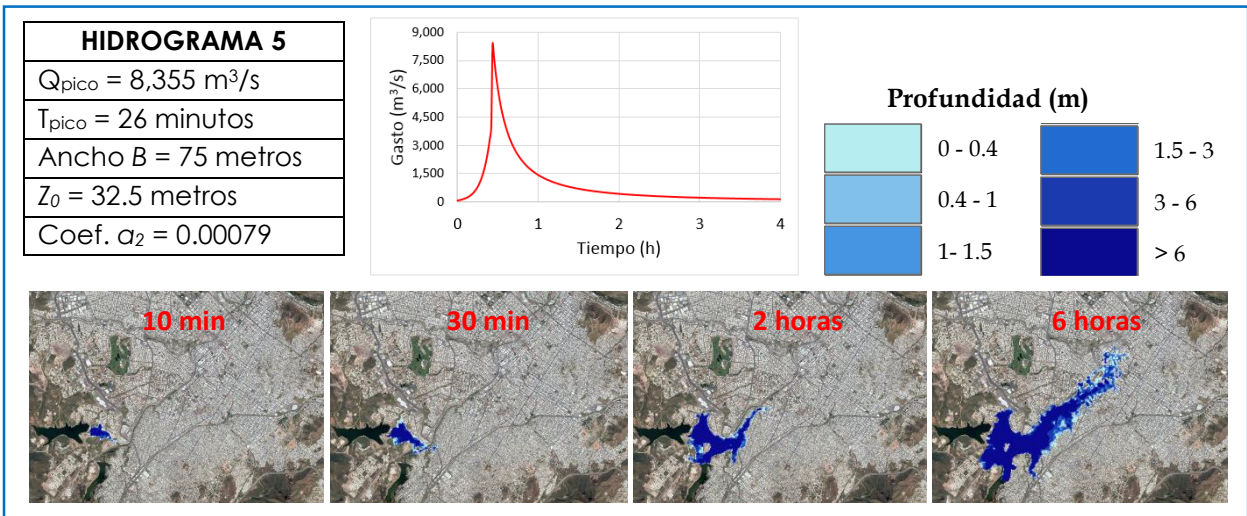
Cuadro 5.2 Manchas de inundación para el hidrograma #2 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



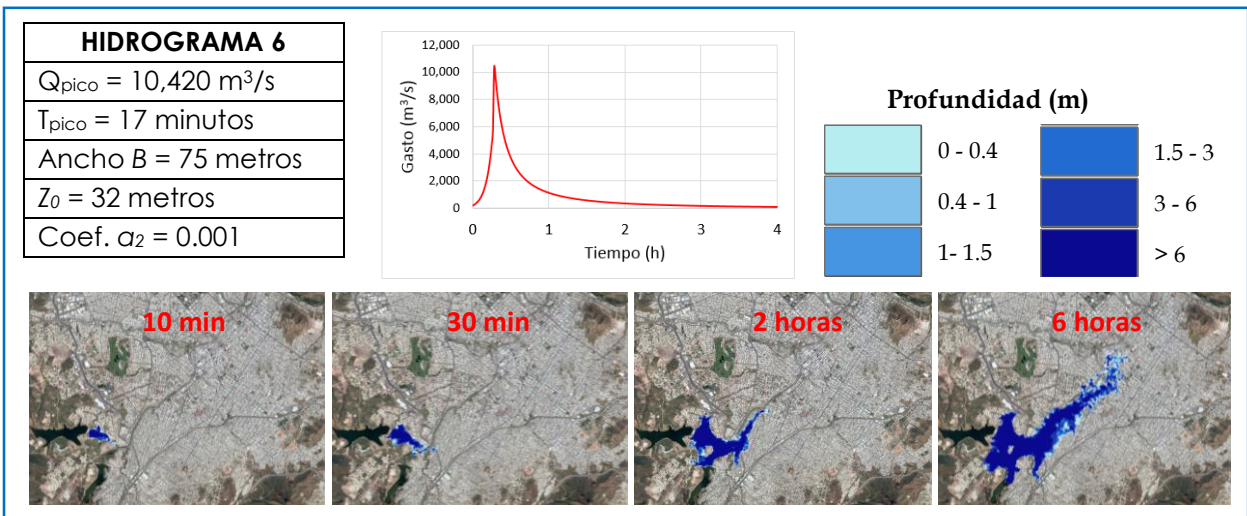
Cuadro 5.3 Manchas de inundación para el hidrograma #3 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



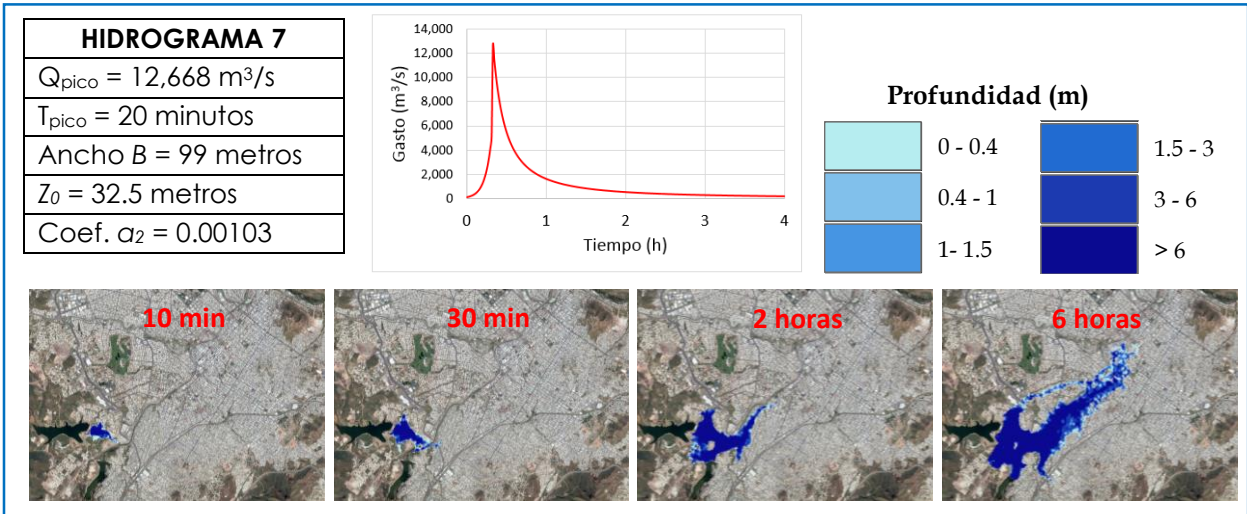
Cuadro 5.4 Manchas de inundación para el hidrograma #4 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



Cuadro 5.5 Manchas de inundación para el hidrograma #5 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



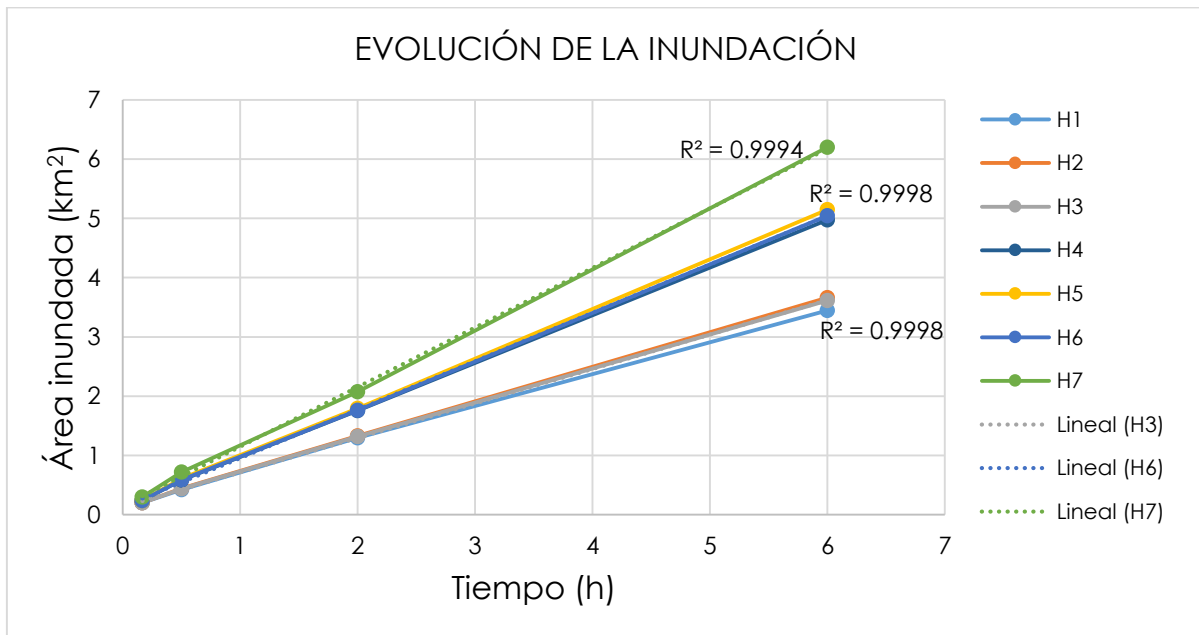
Cuadro 5.6 Manchas de inundación para el hidrograma #6 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.



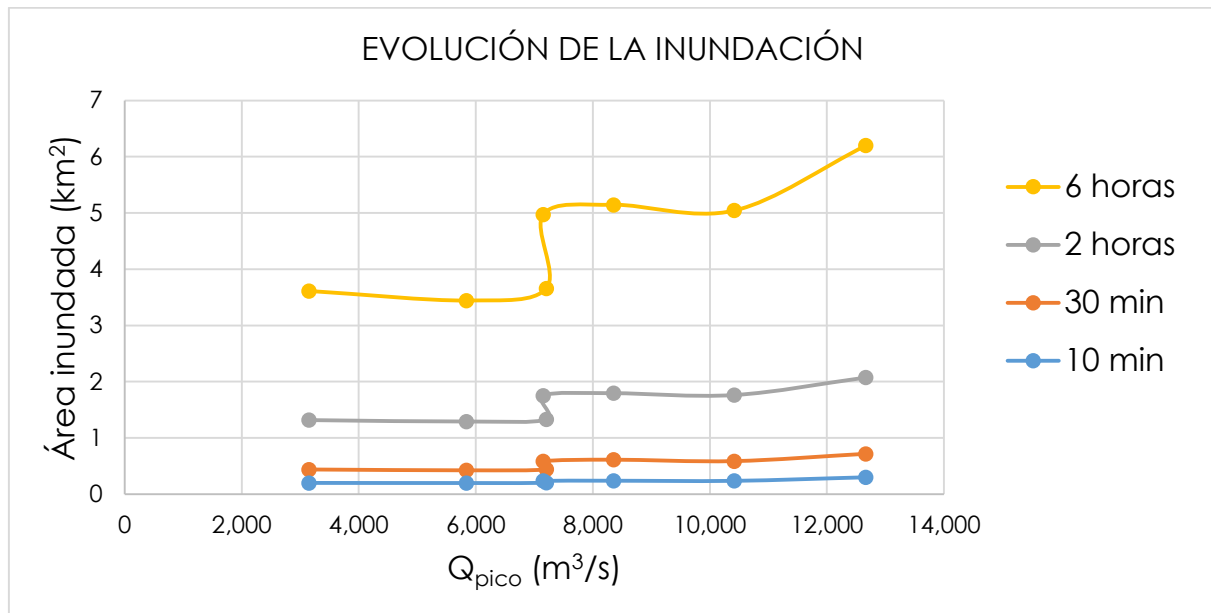
Cuadro 5.7 Manchas de inundación para el hidrograma #7 a los 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas.

Hidrograma	$Q_{pico} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$T_{pico} \text{ (min)}$	10 minutos	30 minutos	2 horas	6 horas
			km ²	km ²	km ²	km ²
H1	3,149	50	0.2	0.439	1.317	3.613
H2	5,840	35	0.198	0.424	1.292	3.444
H3	7,206	44	0.202	0.441	1.331	3.661
H4	7,154	16	0.236	0.584	1.753	4.975
H5	8,355	26	0.239	0.613	1.795	5.146
H6	10,420	17	0.237	0.588	1.763	5.044
H7	12,668	20	0.3	0.718	2.074	6.199

Tabla 5.6 Resumen de las áreas inundadas para cada hidrograma en intervalos de tiempo (10 min, 30 min, 2 horas y 6 horas).



Gráfica 5.6 Evolución del área inundada con respecto al tiempo en las primeras seis horas.



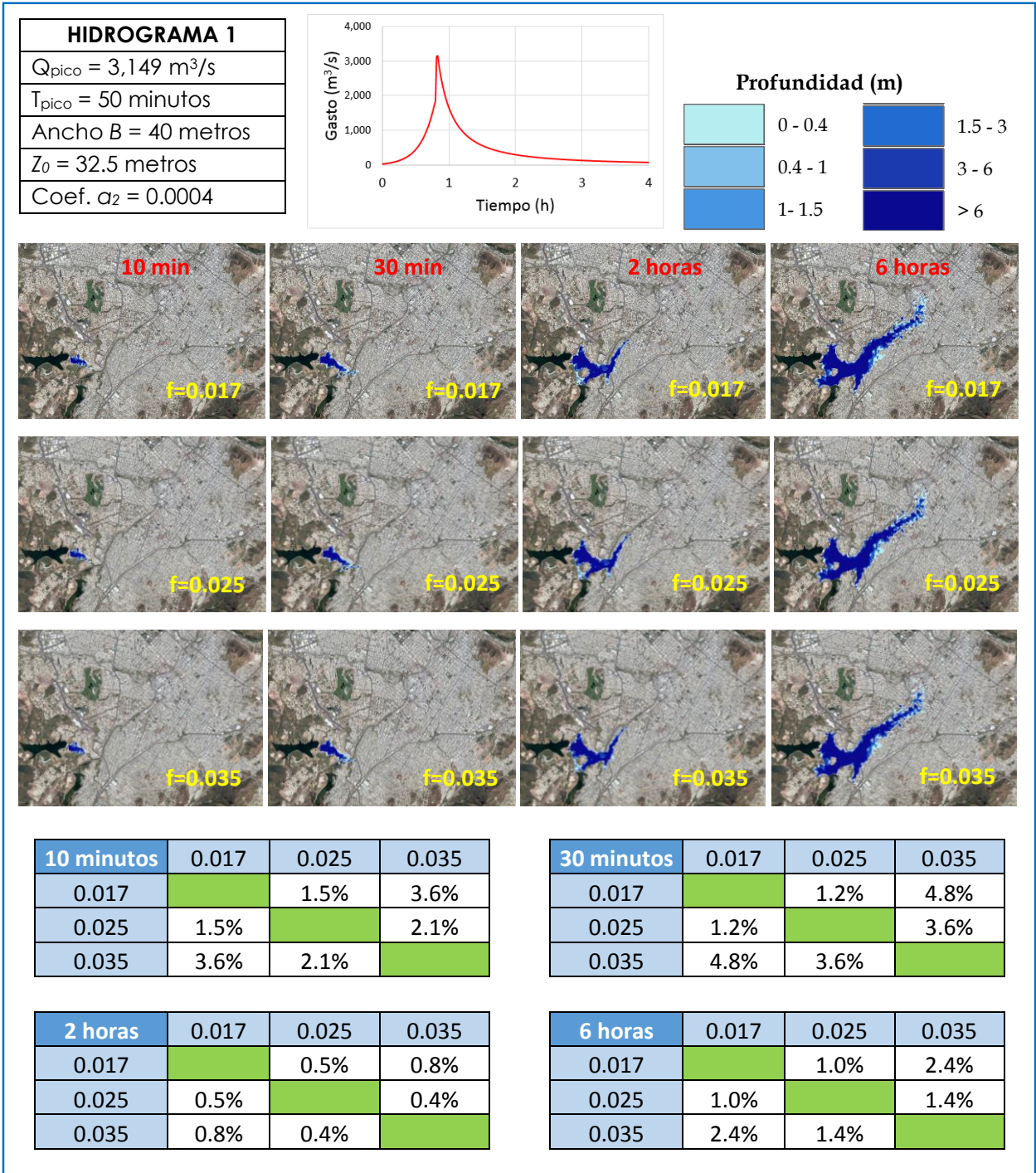
Gráfica 5.7 Relación del área inundada con respecto al gasto pico en intervalos de tiempo (10 min, 30 min, 2 horas y 6 horas).

Para cada hidrograma de salida se realizó la simulación con tres diferentes coeficientes de fricción, 0.017, 0.025 y 0.035, esto para simular el escenario de rugosidad asumiendo una superficie de concreto, mixta y terreno natural respectivamente. Esto se realizó con la finalidad de observar la diferencia que arroja el modelo de inundación para cada coeficiente y conocer las discrepancias entre las áreas inundadas. A continuación se muestran las tablas y mapas obtenidos con los tres coeficientes para los dos escenarios extremos (concreto y terreno natural) y su diferencia en porcentaje del área inundada en cada uno.

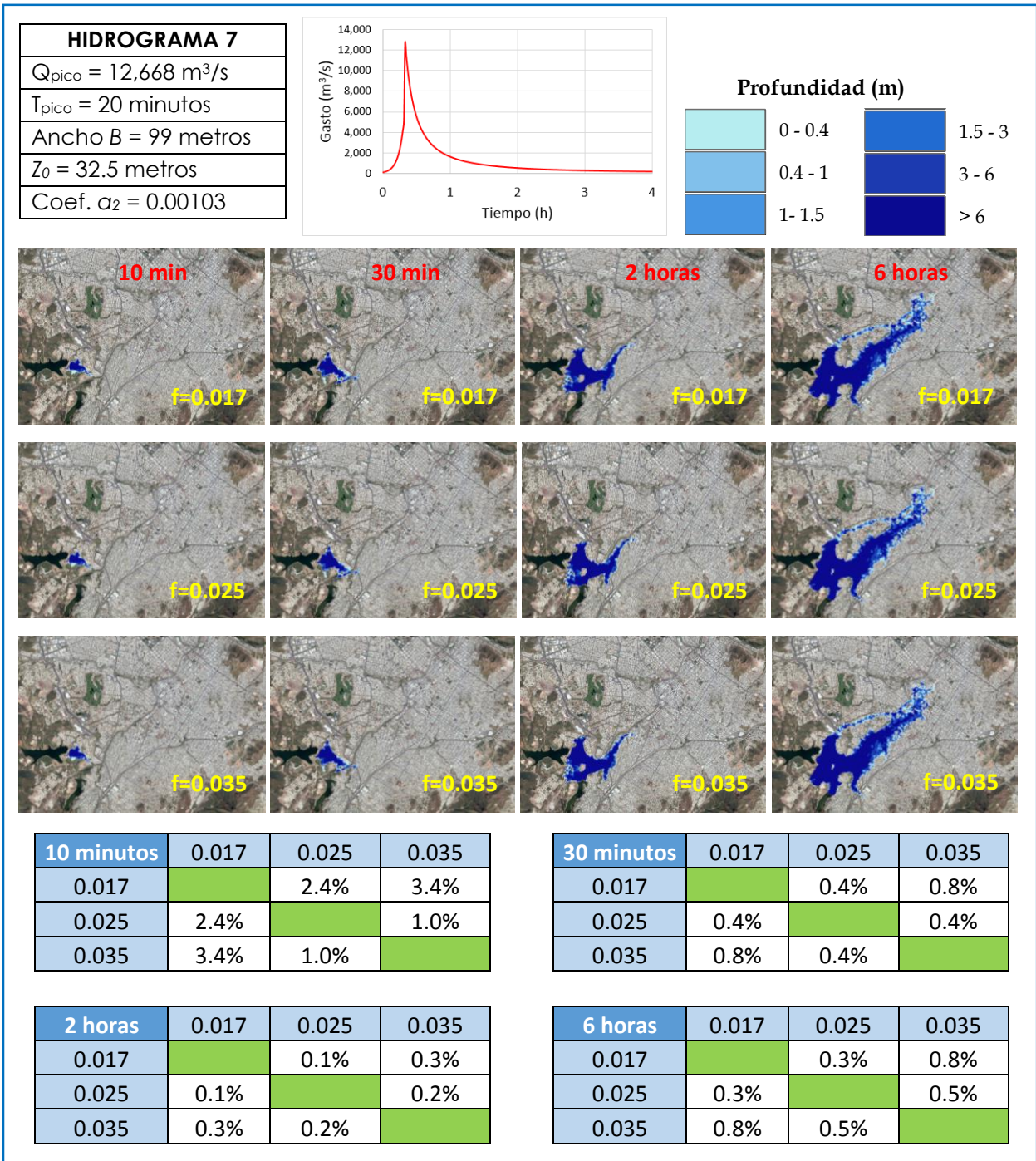
Q _{pico} = 3,149 m ³ /s T _{pico} = 50 minutos		Área en km ²			
f	10 minutos	30 minutos	2 horas	6 horas	
0.017	0.200	0.439	1.317	3.613	
0.025	0.197	0.434	1.311	3.578	
0.035	0.193	0.419	1.306	3.530	

Q _{pico} = 12,668 m ³ /s T _{pico} = 20 minutos		Área en km ²			
f	10 minutos	30 minutos	2 horas	6 horas	
0.017	0.300	0.718	2.074	6.199	
0.025	0.293	0.715	2.072	6.180	
0.035	0.290	0.712	2.067	6.148	

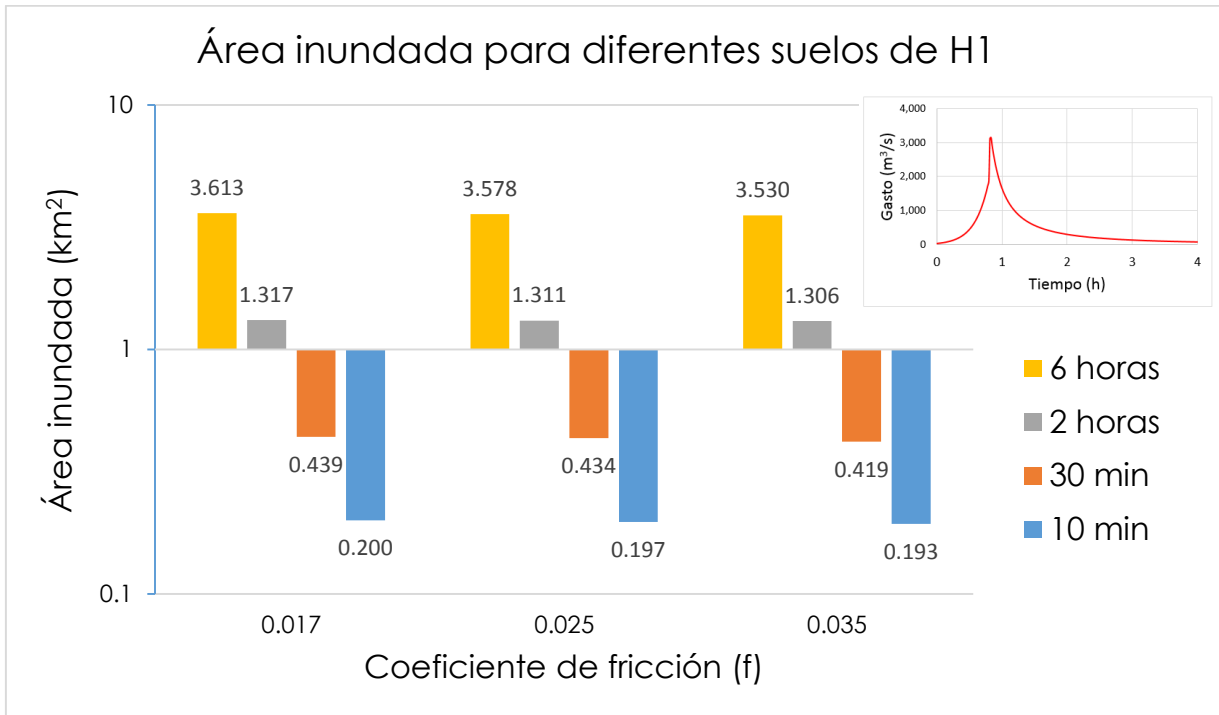
Tabla 5.7 Diferencia en el área inundada para cada coeficiente de fricción.



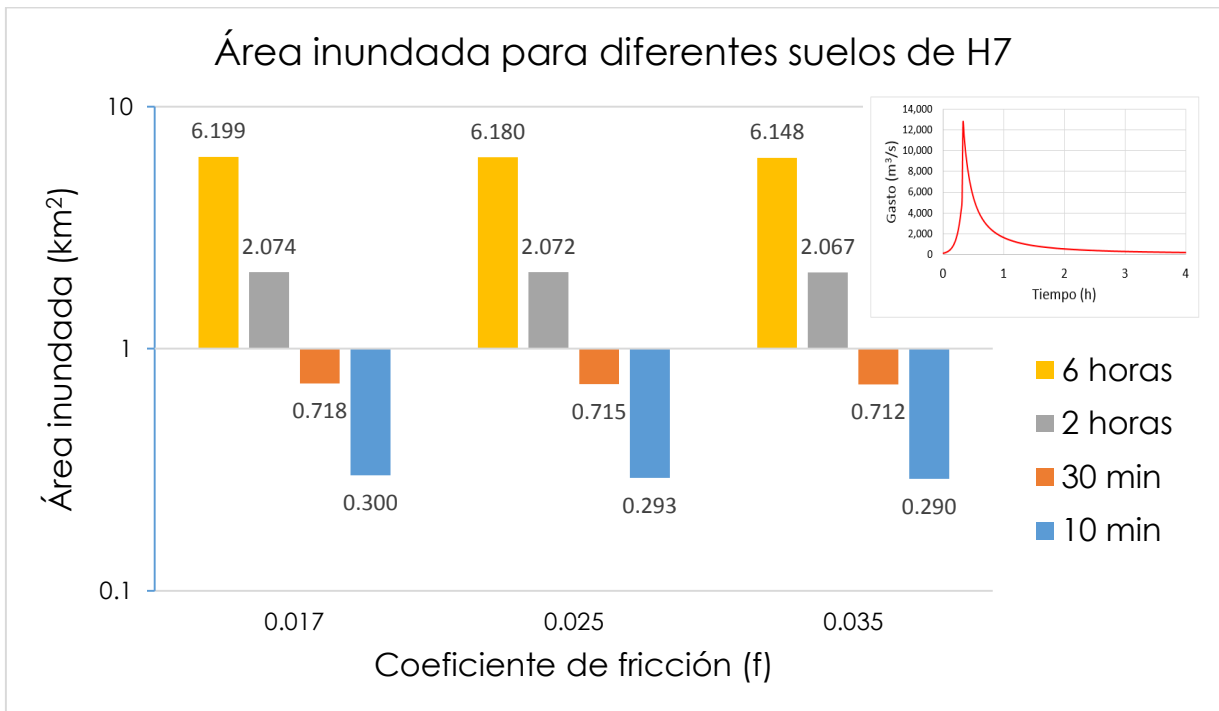
Cuadro 5. 8 Comparativa del área inundada en el escenario menos desfavorable (H1).



Cuadro 5. 9 Comparativa del área inundada en el escenario más desfavorable (H7).



Gráfica 5.8 Gráfica semi-logarítmica del área inundada con diferentes coeficientes de fricción (H1).



Gráfica 5.9 Gráfica semi-logarítmica del área inundada con diferentes coeficientes de fricción (H7).

5.5 Impactos

Es importante conocer la magnitud de los impactos que provocaría la rotura de la presa en estudio. La cercanía al centro de población sería la principal afectación, aunque el número de personas afectadas podría variar considerablemente en función de la dinámica espacial de la población y sus actividades (día, noche, día festivo).

Tomando en cuenta el peor escenario posible, se eligió el hidrograma más desfavorable con un $Q_{\text{pico}}=12,668 \text{ m}^3/\text{s}$ y un $T_{\text{pico}}=20$ minutos, así como un coeficiente de fricción de 0.017. Con esta metodología se estimó el total de población en riesgo para diferentes tiempos posteriores a la rotura de la presa, que son 10 minutos, 30 minutos, 2 y 6 horas:

Tiempo	10 minutos	30 minutos	2 horas	6 horas
Área inundada (km ²)	0.300	0.718	2.074	6.199
Población en riesgo	140	830	5,395	37,615

Dicha estimación del número de población en riesgo, es estimada a partir de polígonos trazados según la densidad de habitantes en cada zona y superponiendo las áreas de inundación obtenidas a partir de los resultados de la modelación hidrodinámica.

Otro aspecto importante, es la ubicación de puntos importantes de la ciudad, donde se podría concentrar un número considerable de personas o en las que se tuviera una importante pérdida de dichas instalaciones. Los lugares más importantes detectados en la zona de riesgo son diversos y de variada índole, tales como dependencias de gobierno, centros educativos, lugares de recreación, lugares históricos o infraestructura vial importante. En la Figura 5.11 se muestran los puntos que se consideraron importantes de destacar.

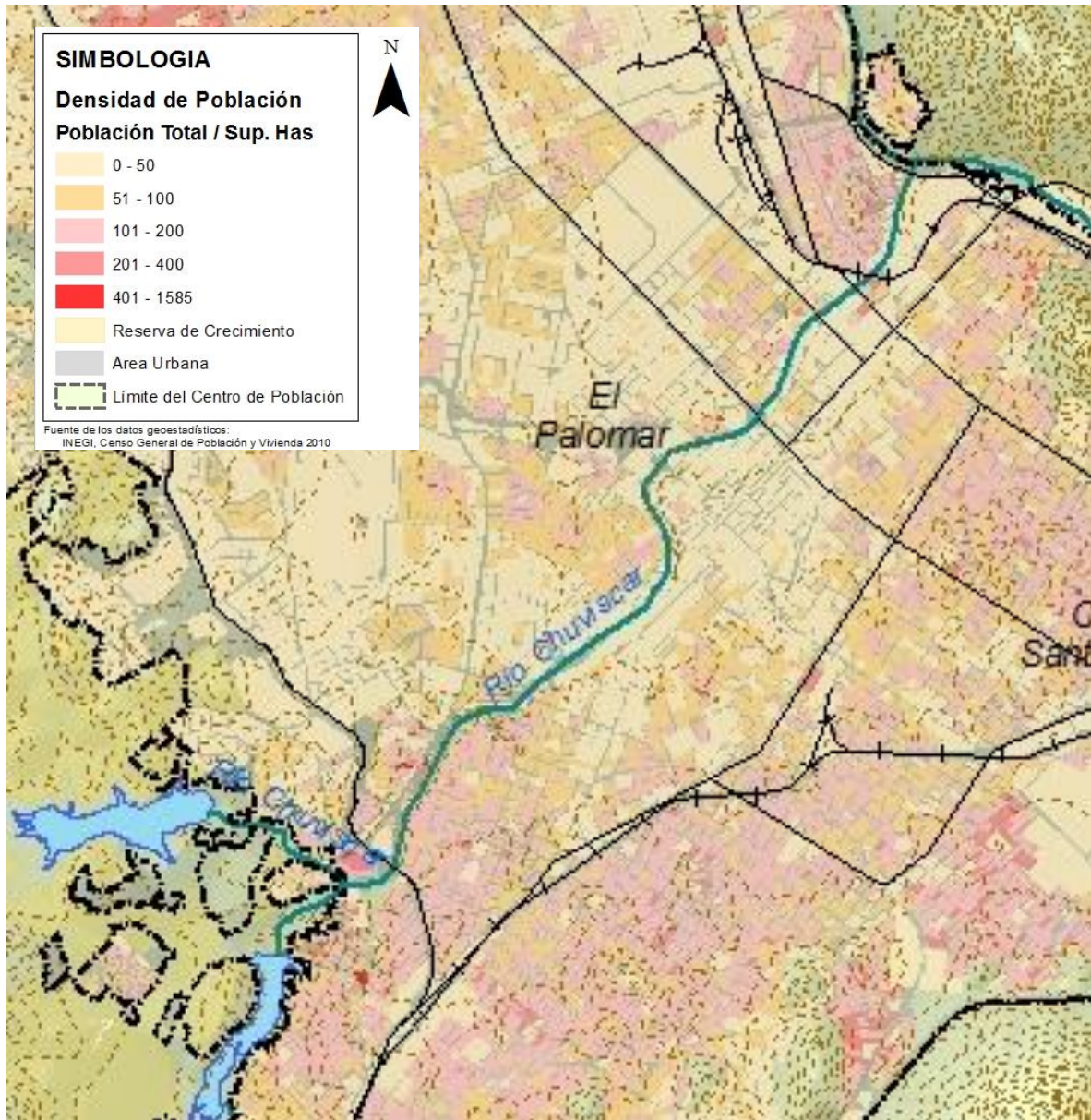


Figura 5.8 Mapa de densidad de población en la ciudad de Chihuahua. INEGI (2010).



Figura 5.9 Puntos importantes a destacar en la zona de riesgo.

Infraestructura Vial:

- Puente 1, Puente 2, Puente 3, Puente 4, Puente 5.

Dependencias de Gobierno:

- Hospital Infantil y Cruz Roja Municipal.
- Dirección de Vialidad y Transporte.
- Ciudad Judicial.
- Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas.
- Auditorio Municipal.

Colegios y Escuelas:

- Colegio Madison.
- Colegio La Salle.
- Primaria y Jardín de Niños Públicos.
- Jardín de Niños y Secundaria Públicos.

- Colegio de Ingenieros Civiles, Colegio de Contadores y Escuela de Arquitectura.
- Colegio de Bachilleres.

Otros:

- Instituto José David (Padecimientos Neurológicos).
- Multimedios Radiodifusora.
- Plaza de Toros “La Esperanza”.
- Papalote Museo Semilla.
- El Santuario (Iglesia y Monumento Religioso).

6. Conclusiones y recomendaciones

La cercanía de la presa en estudio, *El Rejón*, a la zona urbana de la ciudad de Chihuahua, que es capital del estado homónimo y unas de las principales ciudades del norte de México, justifica el presente estudio, el cual consistió en conocer los posibles escenarios de inundación aguas abajo de la presa si llegara a fallar su estructura contenedora, así como los impactos en la población.

6.1 Conclusiones

- El primer punto de incertidumbre en una falla de presa de tierra es la geometría de la brecha de la cortina por donde sale el agua (trapezoidal, triangular o rectangular).
- Los resultados obtenidos mostraron que el área de vertido efectivo no difiere grandemente y que a pesar de la amplitud de resultados en el hidrograma de salida, no existen diferencias significativas en la inundación generada aguas abajo.
- Las dimensiones de la brecha originan cambios significativos en el hidrograma de salida, por lo que se escogió como ancho efectivo de la brecha un valor entre 1.5 y 3 veces la altura de la cortina.
- El valor del ancho efectivo de la brecha está asociado proporcionalmente al gasto máximo resultante en el hidrograma de salida.
- La tasa de erosión del material que conforma la cortina es una de las variables más difíciles de estimar, ya que depende de varios factores tales como: granulometría, compacidad, degradación, ángulo de fricción, ángulo de reposo, cohesión, entre otros.
- En caso de contar con la mayor información posible del anteproyecto y proyecto, es posible inferir un coeficiente de erosión más confiable.
- El coeficiente de erosionabilidad, cuyo valor se consideró como 0.000725, fue utilizado como valor medio entre los valores propuestos para la modelación completa. En este sentido, el modelo tiene una limitante física para determinar dicho valor, ya que el tirante del agua calculado no puede ser mayor al inmediato anterior una vez que la erosión ha finalizado. Sin embargo se demostró que este valor es el que tiene un mayor peso en el

resultado del hidrograma de salida, por lo que a mayor coeficiente de erosión, se obtienen picos más elevados de gasto y tiempos pico más cortos.

- La tercer entrada en el modelo fue el escalón inicial que desencadena la erosión de la cortina, este valor está propuesto por los autores como H-1, lo cual significa que la erosión comenzará un metro por debajo de la corona. Debido a esto, se decidió complementar un par de valores adicionales para mostrar las diferencias en el hidrograma si este valor variaba.
- Se encontró que a un mayor valor del escalón inicial, el tiempo pico del hidrograma será menor, lo que incidirá en el tiempo de inundación de la zona urbana.
- Para este caso de estudio, existe un 64% de probabilidad de que el tiempo pico este por debajo de los 40 minutos y un 72% de probabilidad de que el gasto pico no rebase los 8,000 m³/s. El promedio de los resultados fue de 7,030 m³/s para el gasto pico y 37 minutos para el tiempo pico.
- En la elección del Modelo Digital de Elevación (MDE) se tomó en cuenta que era necesaria una buena resolución espacial para efectuar la simulación, ya que se trata de un área urbana.
- El MDE SRTM a 30 metros fue la opción disponible más viable, pero para este tipo de casos donde el estudio se centra sobre zonas urbanas, dicha resolución es insuficiente; de ser posible, es conveniente utilizar un MDE con resolución LiDAR.
- La sensibilidad del modelo fue analizada mediante la variación del coeficiente de rugosidad del terreno, los cuales fueron 0.017, 0.025 y 0.035 que representan a concreto-asfalto, material mixto y por último terreno natural. En los resultados de la inundación se obtuvo que la diferencia entre los 3 valores, representaron entre el 0 y el 4.8% de diferencia entre las áreas inundadas, por lo que se concluye que el coeficiente de rugosidad del terreno no es un factor importante en el tamaño del área inundada.
- Respecto al área inundada, se concluye que la magnitud del hidrograma de salida provoca diferencias del 50 al 65% en el tiempo de avance, y ello implicaría la amplia reducción o aumento en el impacto aguas abajo (número de personas, vehículos e infraestructura urbana en riesgo).

La incertidumbre en la modelación de una inundación producida por la rotura de una presa es amplia, debido a que existen múltiples factores que se deben estimar con base en parámetros empíricos, o bien deben ser calculados con ecuaciones experimentales.

6.2 Recomendaciones

Las condiciones en las que se encuentre la cortina siempre serán relevantes para la evaluación del riesgo de falla, por lo que se recomienda implantar programas de revisión preventiva y mantenimiento para garantizar que la presa pueda llegar a su vida útil sin ningún fallo.

Las revisiones periódicas de las condiciones de la cortina son necesarias para conocer el estado en que se encuentra.

La divulgación de la información de áreas susceptibles a sufrir daños por parte del gobierno hacia la sociedad es muy importante para que la gente esté consciente del riesgo potencial con el que se vive.

Finalmente, se recomienda continuar con las investigaciones sobre esta línea para dilucidar en mayor grado las consecuencias ante un evento de este tipo y reducir la incertidumbre para casos reales.

Referencias

Al-Taiee T. M. y Rasheed A. (2009). *Simulation Tigris river flood wave in Mosul city due to a hypothetical Mosul dam break*. 13th International Water Technology Conference, IWTC-13 2009, Hurghada, Egipto.

Alhasan Z., Jandora J. y Ríha J. (2015). *Study of dam-break due to overtopping of four small dams in the Czech Republic*. Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis. Volumen 63, Número 3: 717-729.

Amaral S., Jónatas R., Bento A. M., Palma J., Viseu T., Cardoso R. y Ferreira R. M. L. (2014). *Failure by overtopping of earth dams, quantification of the discharge hydrograph*. 3rd IARH Europe Congress, Porto, Portugal.

Annunziato A., Andredakis I. y Probst P. (2016). *Impact of flood by a possible failure of the Mosul dam*. European Commission, JRC technical reports.

Atiquzzaman M., Britton M. y Singh G. (2010). *Alternative modelling approach for dam break analysis*.

Barros-Martínez J.F. y Toro-Botero F. M. (2003). *Análisis de métodos de predicción para el caudal pico resultante en un rompimiento de presa*.

Bellos V. y Hrissanthou V. (2011). *Numerical simulation of a dam-break flood wave*. European Water 33: 45-53.

Biscarini C., Di Francesco S. y Manciola P. (2010). *CFD modelling approach for dam break flow studies*. Hydrol. Earth Syst. Sci., 14: 705-718.

Boes R. M., Vonwiller L. y Vetsch D. F. (2015). *Breaching of small embankment dams: Tool for cost-effective determination of peak breach outflow*. IAHR 36th World Congress 2015, The Hague, the Netherlands.

Bowles D. (2007). *Tolerable risk for dams: How safe is safe enough?*. US Society on Dams Annual Conference, March 2007, Philadelphia, Pennsylvania, Estados Unidos.

Cuervo-Muñoz A. (2012). *Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos*. Tesis de maestría, Universitat Politècnica de Catalunya.

Environment Agency (2009). *Flooding in England: A national assessment of flood risk*.

Referencias

Franz J. (2015). *Colorado's application of empirical dam breach equations*. 2015 FEMA NDSP Technical Seminar No. 22. Dam Breach Modeling and Consequence Assessment. Colorado Division of Water Resources.

Froehlich D. C. (2008). *Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, ISSN 0733-9429/12: 1708-1721.

Fuentes-Mariles O. A., Arganis-Juárez M. L., De Luna-Cruz F. y Franco V. (2010). *Estimación numérica del hidrograma de salida de una presa debido a su ruptura*. Ingeniería Investigación y Tecnología. Volunem XI. Número 3. 2010: 267-276, ISSN1405-7743 FI-UNAM

Fuentes-Mariles O. A. y Osnaya-Romero J. (1991). *Rotura de embalses*. Capítulo 25 del Manual de Ingeniería de Rios.

Hoogestraat G. (2011). *Flood hydrology and dam-breach hydraulic analyses of four reservoirs in the Black Hills, South Dakota*. USGS.

Hu H., Howard J. and Huang D. (2010). *Dam-break flood inundation analysis for lake Youngs reservoir*.

Huokuna M. (2001). *Determination of the dam breach hydrographs for the kyrkösjärvi dam break hazard analysis*. Finnish Environment Institute, Helsinki, Finland.

Jorgeson J., Ying X. and Wardlaw W. (2006). *Two-dimensional modeling of dam breach flooding*. US-China workshop on advanced computational modelling hydroscience & engineering.

Ministry of Forests, Lands and Natural Resource Operations (2015). *Estimating Dam Break Downstream Inundation*. Dam Safety Program.

Murillo R. (2012). *Presas de tierra y sus fallas*. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, México.

Natale E. (2009). *Dam break risk assessment in Baker valley*. Thesis for Master degree, Massachusetts Institute of Technology.

Paredes-Victoria P. N., Pedrozo-Acuña A. y Mejía-Estrada P. I. (2014). *Evaluación de modelos numéricos 1D y 2D para predecir inundaciones*. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica, AMH. Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Pierce M. W., Thornton C. I. y Abt S. R. (2010). *Predicting peak outflow from breached embankment dams*. Colorado State University.

Rios-Cruz F. y Berezowsky-Verduzco M. (2012). *Formación de brecha en ruptura de presas: Estado del arte*. XXII Congreso Nacional de Hidráulica - AMH, Acapulco, Guerrero, México.

Rogers D. (2002). *Dams and disasters: A brief overview of dam building triumphs and tragedies in California's past*. California Colloquium on Water Lectures.

Saberi O. y Zenz G. (2015). *Empirical Relationship for calculate outflow hydrograph of embankment dam failure due to overtopping flow*. International Journal of Hydraulic Engineering 2015, 4(3): 45-53.

Singh V. (1996). *Dam breach modeling technology*. Water Science and Technology Librar.

Signh V. y Scarlatos P. (1988). *Analysis of gradual earth-dam failure*. Journal of Hydraulic Engineering, Volumen 114, Número 1.

State of Colorado. Department of Natural Resources. Division of Water Resources (2010). *Guidelines for dam breach analisis*.

Stedinger J., Heath D. y Thompson K. (1996). *Risk analysis for dam safety evaluation*. U.S. Army Corps of Engineers. Institute for Water Resources.

Tingsanchali T. and Chinnarasri C. (2001). *Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping*. Hydrological Sciences. Journal des Sciences Hydrologiques 46(1).

Triana-Moreno J. E. (2006). *Contribución a la estimación de consecuencias de fallo y rotura de presas en el contexto del análisis de riesgos*. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia.

United Nations. Economic Commission for Europe (2008). *Transboundary flood risk management: Experiences from the UNECE Region*. Convention on the Protection and Use of Transboundary Watercourses and International Lakes.

U.S. Department of Homeland Security (2011). *Dam Sector. Estimating loss of life for dam failure scenarios*.

U.S. Department of Homeland Security-FEMA (2001). *The national dam safety program. Research needs workshop: Embankment dam failure analysis*.

Van Bars S. and Van Kempen I. (2009). *The causes and mechanisms of historical dike failures in the Netherlands*. Delft University of Technology. European Water Association.

Vrijling J. K. (2001). *Probabilistic design of wáter defense systems in The Netherlands*. Reliability Engineering and System Safety 74: 337-344.

Referencias

Wahl T. (2010). *Dam breach modeling – An overview of analysis methods*. Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling 2010.

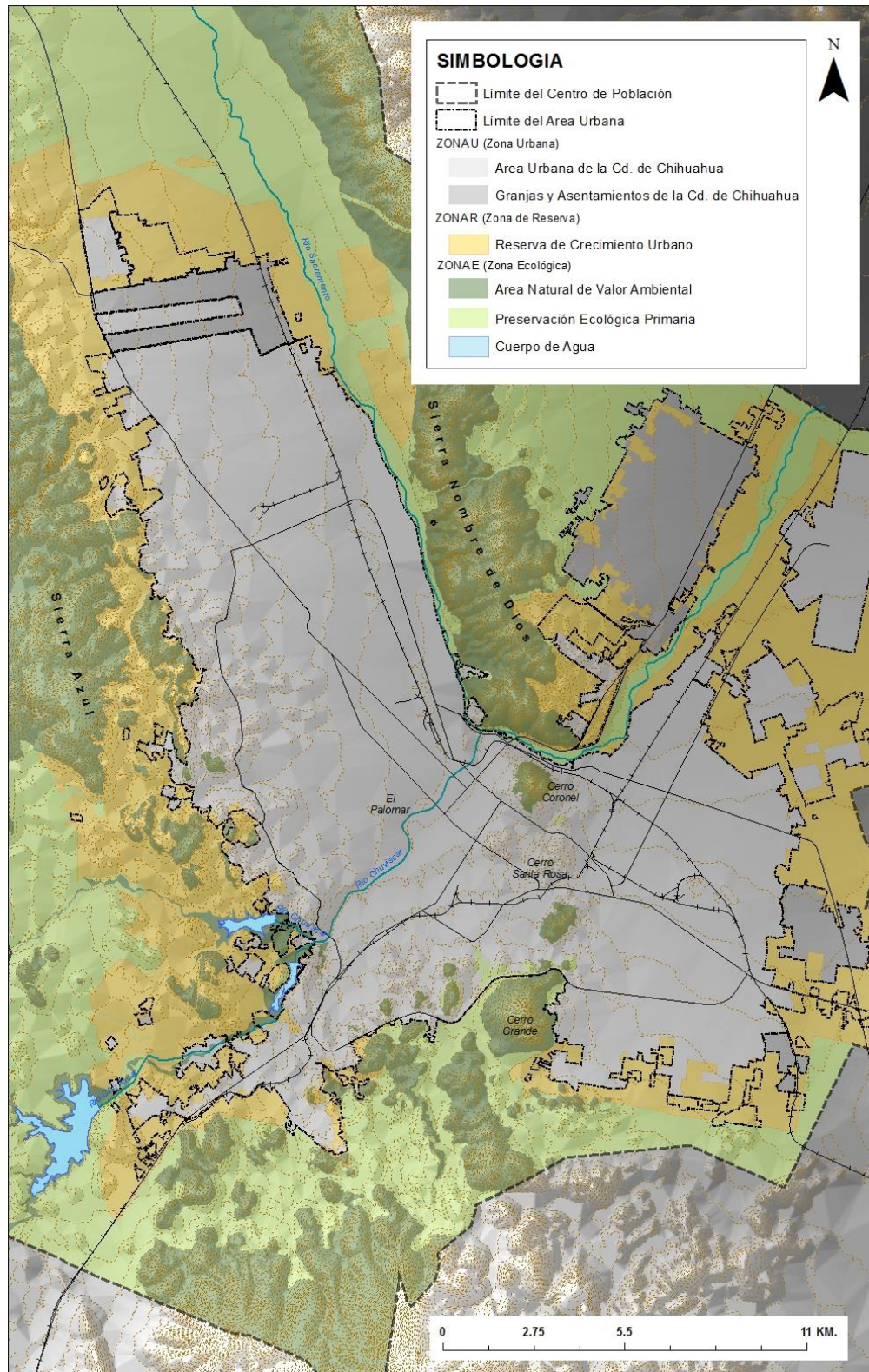
Wahl T. (2004). *Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters*. Journal of Hydraulic Engineering, Volumen 130, Número 5.

Walder J. S., Iverson R. M., Godt J. W., Logan M. y Solovitz S. A. (2015). *Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of noncohesive earthen dams*. Water Resources Research. 51: 6701-6724.

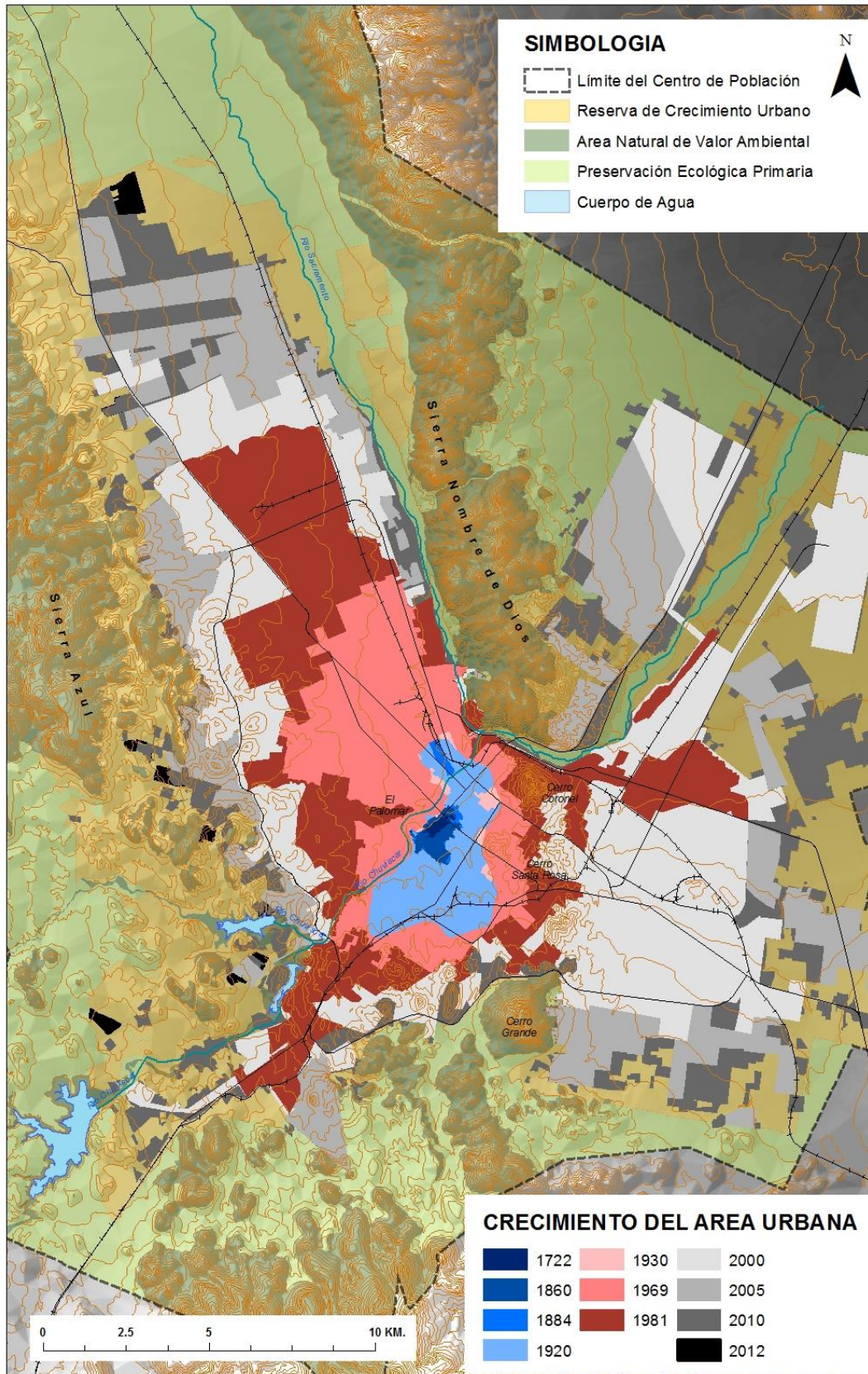
World Meteorological Organization (2008). *Urban flood risk management*. Associated Programme on Flood Management.

Zagonjoli M. (2007). *Dam break modelling, risk assessment and uncertainty analysis for flood mitigation*. Tesis doctoral, UNESCO-IHE Institute For Water Education, Delft, Netherlands.

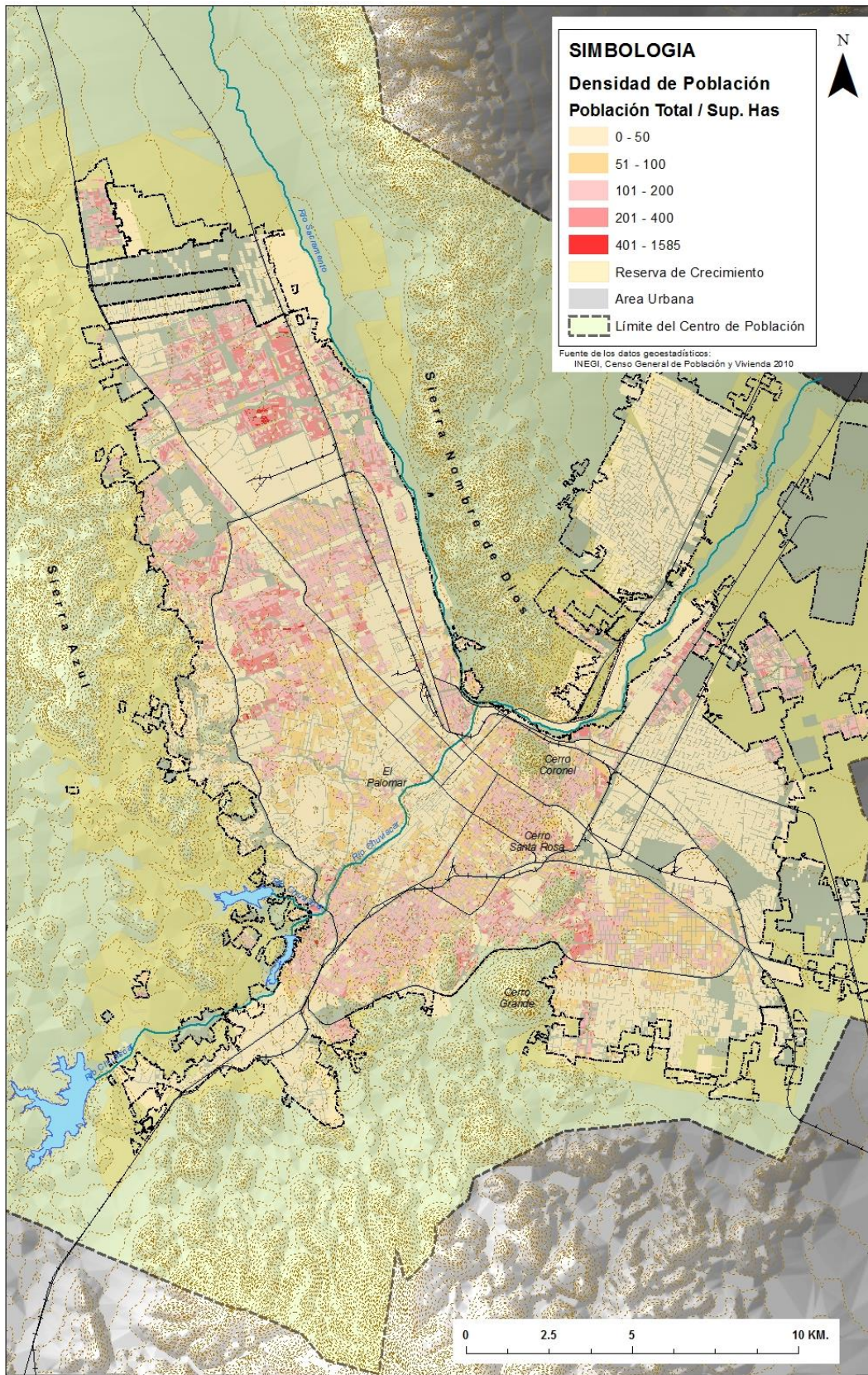
Anexos



Zonificación de la ciudad de Chihuahua. INEGI (2010)



Crecimiento histórico del área urbana de la ciudad de Chihuahua. INEGI (2010).



Densidad de población para la ciudad de Chihuahua. INEGI (2010).

ACTUALIZACIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO URBANO DEL CENTRO DE POBLACIÓN CHIHUAHUA (PDU 2040)

CARTA SÍNTESIS

ACTUALIZACIÓN AL PLAN DE DESARROLLO URBANO DEL CENTRO DE POBLACIÓN CHIHUAHUA (PDU 2040)

Folleto anexo al Periódico Oficial de Gobierno del Estado No. 80 Chihuahua, Chih. Sábado 5 de Octubre de 2013

