

70  
24



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“FORMACIÓN DE BRECHAS  
EN BORDOS O DIQUES DE ARCILLA A CAUSA DE  
VERTIDO SOBRE LA CORONA”**

**T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A**

**RICARDO OROZCO RIVAS**

**DIRECTOR:**

**M. I. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO**



MÉXICO, D.F.

221304

1998

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Señor  
**RICARDO OROZCO RIVAS**  
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-129/96

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M. I. MOISES BEREZOWSKY VERDUZCO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"FORMACION DE BRECHAS EN BORDOS O DIQUES DE ARCILLA A CAUSA DE VERTIDO SOBRE LA CORONA"**

**INTRODUCCION**

- I. MECANISMO DE FORMACION DE UNA BRECHA EN UN BORDO O EN UN DIQUE DE ARCILLA A CAUSA DE VERTIDO SOBRE LA CORONA**
- II. ANALISIS DEL PROCESO GEOTECNICO**
- III. FORMACION DEL MODELO**
- IV. APLICACION AL DIQUE SAN CAYETANO, DE LA PRESA SOLIS, GUANAJUATO**
- V. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 22 de octubre de 1996.

EL DIRECTOR.

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*lmf

A mis padres RICARDO y MARÍA ELENA  
por el firme apoyo que siempre me han brindado

A mis hermanos BERNARDO y EDUARDO  
por comprensión y atenciones en todo momento

A mis familiares y amigos  
por su afecto y colaboración

Mi más sincero agradecimiento  
al M.I. Moisés Berezowsky Verduzco  
por la sapientísima dirección e infinita paciencia

Al M.I. Julio Lozoya Corrales,  
M.I. Abel Jiménez Castañeda,  
M.I. Victor Franco  
por la solidaridad y la valiosa ayuda que  
siempre me brindaron sin condición

A la  
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO  
mi *ALMA MATER*

A la FACULTAD DE INGENIERÍA  
por la formación que me brindó en sus aulas

Al INSTITUTO DE INGENIERÍA  
por el respaldo que me otorgó

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>I. MECANISMO DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA EN UN BORDO O DIQUE DE ARCILLA A CAUSA DE VERTIDO SOBRE LA CORONA</b>	<b>8</b>
I.1. Análisis de la ruptura de una presa.	8
I.2. Parámetros que producen una brecha	9
I.3. Fuentes de datos	9
I.4. Limitaciones del análisis	9
I.5. Representación de los resultados	10
I.6. Datos relevantes	11
I.7. Modelado del proceso	12

<b>II.</b>	<b>ANÁLISIS DEL PROCESO GEOTÉCNICO</b>	<b>16</b>
II.1.	Esfuerzo cortante crítico y erosión en materiales cohesivos	16
II.2.	Prueba Pinhole para la identificación de suelos dispersivos	17
II.3.	Predicción del esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos	18
II.4.	Determinación de la tasa de erosión	20
II.5.	Secuencia de cálculo de la tasa del suelo	24
<b>III.</b>	<b>FORMACIÓN DEL MODELO</b>	<b>26</b>
III.1.	Estudio del mecanismo de formación de una brecha y su simulación	27
	<i>III.1.1. Evaluaciones de los diferentes gastos que se presentan</i>	27
	<i>III.1.2. Consideraciones sobre el avance de la brecha</i>	29
III.2.	Cálculo del hidrograma por la brecha.	30
	<i>III.2.1. Método de Heun</i>	31
	<i>III.2.2. Cálculo de la pendiente de fricción y el tirante crítico en la brecha</i>	33
	<i>III.2.3. Método alternativo de la sección rectangular para calcular el tirante crítico en una sección trapecial con un mismo ancho de plantilla.</i>	34
	<i>III.2.4. Método de Blalock - Sturm para calcular tirantes críticos en una sección compuesta.</i>	37
III.3.	Procedimiento de cálculo	38
	<i>III.3.1. Secuencia de cálculo</i>	38
	<i>III.3.2. Resultados del modelo numérico</i>	39
III.4.	Valoración del procedimiento de cálculo	40

<b>IV. APLICACIÓN AL DIQUE SAN CAYETANO, DE LA PRESA SOLÍS, GUANAJUATO</b>	43
<b>IV.1 Generalidades</b>	43
<i>IV.1.1. Objetivos de la presa</i>	43
<i>IV.1.2. Localización</i>	44
<i>IV.1.3. Descripción de la presa</i>	45
<i>IV.1.4. Descripción de las obras</i>	45
<i>IV.1.5. Características del material impermeable</i>	46
<i>IV.1.6. Aspectos sobresalientes del diseño, construcción y funcionamiento             de la presa</i>	48
<b>IV.2. Planteamiento del problema</b>	50
<i>IV.2.1. Datos empleados</i>	50
<i>IV.2.2. Análisis de sensibilidad</i>	52
<i>IV.2.3. Resultados obtenidos</i>	54
<b>V. CONCLUSIONES</b>	68
<b>GLOSARIO</b>	72
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	75



## INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente trabajo es desarrollar un procedimiento de cálculo para simular el mecanismo de formación de una brecha en un bordo de tierra como consecuencia de su falla por desbordamiento. El modelo elaborado consiste en un programa de cómputo y pretende ser de utilidad en los estudios de seguridad de las presas y obras hidráulicas.

Dado que el diseño de una estructura hidráulica debe de garantizar que su comportamiento sea satisfactorio, es decir, sin deterioro apreciable durante su vida útil, no deberá fallar en forma catastrófica durante las condiciones más severas que puedan suceder eventualmente. Así entonces, la formación de una brecha es una preocupación justificada por la súbita liberación de miles de toneladas de agua que pueden causar enormes pérdidas humanas y materiales, además de graves daños al medio ambiente.

El mecanismo de formación de una brecha es un fenómeno que involucra muchos elementos, desde la geometría del bordo hasta las propiedades del material que lo constituye; el fenómeno es multifacético debido a la interacción agua - suelo.

Diferentes aspectos de hidráulica, hidrodinámica, hidrología, mecánica de transporte de sedimentos y geotecnia, se ven involucrados en la formación de brechas y en una eventual falla en el bordo o dique.

En el diseño de las obras hidráulicas cobra gran importancia evitar las consecuencias negativas que conllevan los accidentes, como el de la formación de una brecha; para lo cual, todos los aspectos del diseño de la presa se deberán afectar, principalmente, en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad, por su capacidad y su localización con respecto de los centros de población y zonas de gran valor económico, por la importancia intrínseca de la obra y su magnitud.

### **Factores de falla en las obras hidráulicas**

Yen y Tang (1979), afirman que los factores relacionados con las causas de falla en presas pueden agruparse en:

*Factores hidrológicos.* Comprende la frecuencia de avenidas, volumen del pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.

*Factores hidráulicos.* Comprende la capacidad del vertedor, obra de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas.

*Factores geotécnicos.* Comprende las condiciones del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, presión de poro, asentamientos, estabilidad de taludes durante vaciados rápidos del embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona del embalse.

**Factores sísmicos.** Comprende las condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por los sismos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica.

**Factores estructurales y de construcción.** Comprende los aspectos de diseño estructural, materiales, proceso constructivo y control de calidad.

**Factores operacionales.** Comprende al mantenimiento, procedimientos de operación, así como errores humanos y negligencia.

**Otros factores.** Implican actos de guerra, sabotaje e impactos accidentales en estructuras por vehículos o embarcaciones.

Estos factores están íntimamente relacionados con la falla y sujetos a la incertidumbre; pueden ser diferentes en cada caso y variar en el tiempo y en el espacio.

### Tipos de falla en presas de tierra y enrocamiento

El cuadro 1 muestra el resumen que hace Baecher (1980) de causas de falla de acuerdo con los datos reportados por varios autores.

Causas	1953	A 1963	ñ 1967	o 1970	1975
desbordamiento	30	23	28	36	38
tubificación o filtración	38	40	44	30	44
deslizamientos	15	2	10	15	9
varios	17	35	18	19	9

**Cuadro 1.** Causas de falla en presas de tierra y enrocamiento

## Fallas por desbordamiento

Las fallas por desbordamiento representan un porcentaje importante dentro del conjunto de fallas ocurridas. Marengo, 1994, expresa que en un conjunto de 1105 presas estudiadas en 33 países ocurrieron 107 fallas totales, de las cuales 61 se deben a desbordamiento. Las causas que lo originan principalmente son: escasa capacidad del vertedor (generalmente atribuible a estimaciones inapropiadas de las avenidas), evaluaciones deficientes de los gastos de pico durante la construcción, demoras durante la misma y operación deficiente o problemas con las compuertas.

		concreto y mampostería		Tierra y enrocamiento		total	
		#	%	#	%	#	%
<b>período</b>	< 1900	9	14.7	8	13.12	17	27.87
	1900-1909	4	6.6	2	3.28	2	3.278
	1910-1919	4	6.6	7	11.48	11	18.03
	1920-1929	-	-	2	3.28	6	9.83
	1930-1939	-	-	3	4.92	3	4.92
	1940-1949	-	-	3	4.92	3	4.92
	1950-1959	-	-	6	9.83	6	9.83
	1960-1969	1	1.6	7	11.48	8	13.12
	1970-1975	-	-	5	8.19	5	8.19
	total	18	29.5	43	70.5	61	100
<b>altura (m)</b>	<15	1	1.60	5	8.19	6	9.83
	15-30	10	16.47	21	34.45	31	50.82
	30-50	6	9.83	9	14.75	15	24.6
	50-100	1	1.60	8	13.11	9	14.75
	>100	-	-	-	-	-	-
	total	18	29.5	43	70.5	61	100
<b>período</b>	construcción	2	3.28	11	18.03	13	21.13
	<5 años	4	16.40	9	14.75	13	21.31
	>5 años	12	9.68	23	37.72	35	57.38
	total	18	29.5	43	70.50	61	100

Cuadro 2. Clasificación de fallas por desbordamiento.

De acuerdo con las cifras que Marengo establece se pueden clasificar las fallas por desbordamiento (61 casos) por período de terminación, altura y período de ocurrencia, como se muestra en el cuadro 2.

Así, las presas de tierra y enrocamiento presentan la relación más alta de falla debido a desbordamientos.

13 de las 61 fallas por desbordamiento ocurrieron durante la construcción. De los otros 48 casos al menos 7 son resultado de un mal funcionamiento de compuertas y 5 por haber fallado una presa aguas arriba.

Con el objeto de remarcar la importancia de la seguridad en las presas con relación al desbordamiento, es importante analizar los casos en que no necesariamente se presentaron fallas totales, pero que incidieron en desbordamientos.

De las 1105 presas en 33 países reportadas como falladas (Marengo 1994), en 145 casos (13%) se tuvieron factores hidráulicos relacionados con el desbordamiento, de los cuales 61 casos presentaron una falla total y 84 incidentes produjeron destrucción parcial de la presa. Se sabe que, salvo que se tomen medidas especiales, una presa de tierra o enrocamiento es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin grave peligro de colapso; por tanto, una presa de este tipo debe diseñarse para recibir la avenida máxima probable, y aún así es aconsejable contar con segundas líneas de defensa contra avenidas sin precedentes; cuando las características topográficas del vaso lo permiten, estas segundas defensas pueden alojarse en otros puertos y estar constituidas por un dique con elevación de corona un poco menor que la de la cortina principal. Por supuesto, no siempre será económico proveer un vertedor con la capacidad necesaria para permitir el paso de la avenida máxima en un tiempo corto. Puede ser más conveniente en ciertos casos incrementar la capacidad de control de avenidas elevando la altura de la cortina.

### **Formación de una brecha**

La formación de una brecha se da como consecuencia de la falla por desbordamiento o

por la posible combinación con otra u otras de las causas de falla (erosión de taludes, agrietamiento de la cortina, etc.). La formación de brechas en bordos o diques de arcilla, no ha sido lo suficientemente analizada, siendo esta la razón que motiva la realización del presente trabajo.

Los estudios de falla por desbordamiento en presas, se usan para asistir en la definición del riesgo potencial de la estructura y para la selección correcta de la avenida máxima de diseño.

Aún cuando en México no se han presentado fallas por desbordamiento en grandes presas, nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas que han ocasionado situaciones no previstas inicialmente en grandes proyectos. Así por ejemplo tenemos:

En la presa Infiernillo (Michoacán), construida por Comisión Federal de Electricidad (CFE) entre los años de 1961 y 1965. La obra de excedencias se diseñó para desalojar una avenida cuyo gasto de pico fuera de 28000 m<sup>3</sup>/s; posteriormente el diseño se corrigió por parte de un grupo de consultores que determinaron necesario el incremento de la avenida de ingreso a 38000 m<sup>3</sup>/s amplificando la máxima histórica que era de que era de 11500 m<sup>3</sup>/s al considerar envolventes mundiales, este incremento se justificó argumentando que el período de registro en el momento de la realización del proyecto era solamente de 9 años. En octubre de 1967, apenas dos años después de haber terminado la presa, se presentó la mayor avenida histórica registrada hasta ahora en el sitio. El gasto máximo estimado fue de 25200 m<sup>3</sup>/s, tuvo una duración de 13 días y un volumen de 6880 millones de m<sup>3</sup>.

El 22 de agosto de 1990, en el proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, se presentó en el sitio un gasto de 5300 m<sup>3</sup>/s que fue regulado a 3800 m<sup>3</sup>/s; debido a la mala calidad de la roca del túnel de desvío 2, se tuvo una caída de 20000 m<sup>3</sup> de roca que bloqueó momentáneamente el flujo, produciéndose un fenómeno transitorio cuya columna de agua alcanzó los 250 m de altura en la lumbrera de compuertas de cierre final. Afortunadamente la misma sobrepresión y el flujo erosionaron el derrumbe dejando libre la entrada en pocos minutos. A principios de 1992, se produjeron lluvias de gran magnitud en la cuenca del Río Santiago que ocasionaron una avenida extraordinaria de 9000 m<sup>3</sup>/s el 20 de enero y otra el 28 de enero de 7700 m<sup>3</sup>/s. La decisión de

haber construido un canal fusible permitió manejar la avenida, reduciendo el gasto pico a la mitad y evitando graves daños tanto a la cortina como a la planicie costera aguas abajo.

En 1991, intensas precipitaciones en la parte central del país ocasionaron que las presas Taxhimay, Dansxhó, Requena y Endhó, sobre el río Tula tuvieran fuertes escurrimientos y derrames. El 10 de julio se presentó en el sitio del proyecto hidroeléctrico Zimapán un gasto pico de  $576 \text{ m}^3/\text{s}$ , que corresponde prácticamente al de diseño de la obra de desvío de  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ; la sobreelevación inmediata de 4.50 m de la ataguía aguas arriba permitió incrementar la capacidad de regulación de dicha obra y no perder la fuerte inversión hecha hasta ese momento.

De lo anterior y como una parte en el estudio de seguridad en las estructuras hidráulicas, se pensó en desarrollar un procedimiento de cálculo del mecanismo de formación de una brecha en un bordo de tierra y sección homogénea como consecuencia de desbordamiento sobre su corona.

En el capítulo I de este trabajo se comentan algunos estudios recientes sobre el tema, se identifican los elementos y las características a considerar en el modelo y la forma de representación de los resultados.

En el capítulo II se analizan las características geotécnicas y químicas del suelo con el que se construyen los bordos. Se comenta el método considerado para calcular el avance de la brecha, así como sus requerimientos.

En el capítulo III se desarrolla el modelo de simulación y se comentan las consideraciones que fueron necesarias.

En el capítulo IV se aplica el modelo al dique San Cayetano, de la presa Solís y se analizan los resultados obtenidos.

En el capítulo V se presentan las conclusiones del trabajo.

# **I. MECANISMO DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA EN UN BORDO O DIQUE DE ARCILLA A CAUSA DE VERTIDO SOBRE LA CORONA**

## **I.1. Análisis de la ruptura de una presa.**

Los estudios de inundación por falla de una presa comprenden cuatro componentes fundamentales, que son:

- La simulación de la falla de una presa
- Obtención del hidrograma de salida por la brecha y sobre el bordo
- El tránsito de la avenida resultante aguas abajo
- Presentación de resultados, límites de inundación y tiempos de recorrido de la avenida y elaboración de un programa de emergencia.

Para los intereses de este trabajo solo se tratarán los dos primeros conceptos.



## **L2. Parámetros que producen una brecha**

El mecanismo de formación de una brecha es un fenómeno complejo en el que intervienen muchos factores. Las secciones de las brechas se aproximan a formas geométricas, trapeciales o triangulares, que se extienden hasta la base de la estructura.

El tamaño de la brecha y su tiempo de desarrollo dependen de la topografía de la boquilla, la resistencia de los materiales, el método constructivo y su duración, así como la magnitud del flujo.

## **L3. Fuentes de datos**

La topografía y perfiles de cimentación de la presa son determinantes en la definición de los parámetros de la brecha, tales como su geometría, el talud de sus paredes y su magnitud probable. Dichos parámetros son necesarios para valuar en cada instante el gasto que sale por la brecha.

## **L4. Limitaciones del análisis**

La precisión de las predicciones de los modelos disponibles en la simulación de la formación de una brecha está limitada por la inexactitud y suposiciones en la metodología; entre los factores que causan errores están:

- La dificultad de predicción de los parámetros de la brecha
- Las aproximaciones de los datos topográficos
- La incertidumbre en los parámetros de la rugosidad de la brecha
- La ignorancia de los efectos del transporte de sedimentos
- La gran turbulencia y la complejidad del flujo
- La dificultad de predecir la mecánica misma de formación de la brecha

Los límites de los resultados son representativos de las condiciones potenciales, y son considerados también, en la planeación en el caso de desastre.

### **I.5. Representación de los resultados**

Los estudios de inundación por falla de la presa son la base para la elaboración de los planes de emergencia, los cuales deben contener series de planos que ilustren la inundación estimada. Suele indicarse el tiempo de pico de la avenida en cada sección transversal, así como los niveles máximos del agua.

Cuando se ha iniciado una brecha en un bordo, la descarga de agua erosiona el material constitutivo del mismo hasta que éste es capaz de resistir la erosión, se acaba la brecha, o bien, el embalse se vacía. Todos estos casos conllevan graves consecuencias; pretendiendo evitarlas, se ha estudiado el fenómeno de la formación de una brecha, el cual ha sido la inquietud para elaborar varios métodos de análisis en los últimos 20 años. Se pretende que dichos métodos permitan determinar los criterios para un diseño seguro y, simultáneamente, contestar a las preguntas ¿Los costos ocasionados por el incremento de seguridad en presas podrían destinarse a otros propósitos?. En cuyo caso ¿es posible aceptar una falla de bajo costo de una presa en la que se incluyan los daños producidos aguas abajo?

Los análisis de seguridad permiten construir presas más eficientes y de menor costo, corregir algunas de las que fueron construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad en estructuras temporales como las obras de desvío que deben ser capaces de operar adecuadamente en un alto rango de avenidas.

La gran importancia de este análisis se debe a que pocos fenómenos pueden ser comparables por el daño y riesgo potenciales que la falla de una presa puede provocar, importancia que no se debe de menospreciar debido a que pocas estructuras experimentan durante su vida útil los eventos máximos para los que fueron diseñadas.

Los métodos de análisis requieren soluciones iterativas. Consideran condiciones de flujo crítico en la brecha, la descarga es simulada por medio de ecuaciones hidrodinámicas y el transporte de sedimentos se estima por relaciones semi - empíricas.

La morfología de la brecha se toma en general como rectangular, triangular o trapecial; la forma parabólica y otras de acuerdo al régimen son usadas minoritariamente.

La mejor aplicación de los métodos requiere datos acerca del embalse, tales como sus curvas elevaciones - capacidades y elevaciones - áreas; geometría de la presa y las características geotécnicas de la arcilla que constituye la cortina, tales como, el diámetro medio de la partículas, resistencia a la erosión, ángulo de fricción interna, cohesión, etc.

De estos elementos depende la formación de la brecha, sin tomar en cuenta el grado de complejidad del modelo empleado y la incertidumbre presente.

Los modelos están basados en los principios de conservación de la masa de agua, de la erosión del suelo y de que el flujo es a través de un vertedor de cresta ancha.

## L6. Datos relevantes

Según han observado MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), Ponce (1982), Singh y Snorrason (1982) de un registro de presas dañadas por desbordamiento, para la morfología trapecial, como se muestra en la figura 1.1

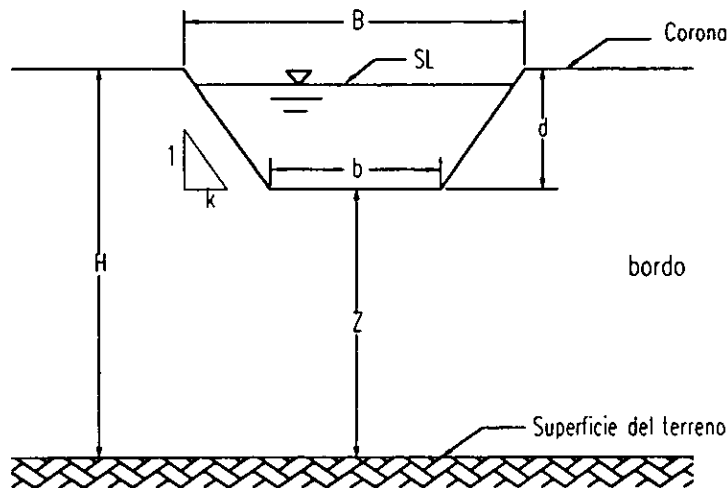


Fig. 1.1. Morfología de la brecha

La relación  $B/b$  es inversamente proporcional a  $H$ , donde  $B$  y  $b$  son el ancho superior y de plantilla de la brecha respectivamente y  $H$  es la altura de la estructura. El tiempo de falla es generalmente menor o igual a tres horas, teniendo una probabilidad mayor al 50% de que ocurra

en menos de 90 minutos. Los datos registrados indican que la forma mas probable que adquieren las brechas es trapecial, conservando las relaciones  $B/b \cong 1.29$ ,  $B/d \cong 3$  y  $k \cong 3$

### L7. Modelado del proceso

Conceptualmente la erosión de una brecha puede considerarse un fenómeno de interacción agua - suelo, en dos fases.

- La descarga de agua produce la fuerza que erosiona la brecha; esta crece afectada directamente por la descarga, que posteriormente controla la magnitud de la erosión.
- El fenómeno continúa hasta que el embalse se vacía, hasta que el bordo se erosione totalmente o sea capaz de resistir los esfuerzos.

Las ecuaciones gobernantes son la de continuidad en el embalse y relaciones entre la erosión y las características del flujo.

La ecuación de continuidad en el embalse es

$$\frac{dV}{dt} = I - O - Q_b - Q_{bo} \quad (1.1)$$

donde :

$V$	volumen del almacenamiento
$I$	gasto que entra al deposito ( $m^3/s$ )
$O$	gasto de salida por el vertedor ( $m^3/s$ )
$Q_b$	gasto de salida por la brecha ( $m^3/s$ )
$Q_{bo}$	gasto que vierte sobre el bordo ( $m^3/s$ )

La ecuación 1.1 es una ecuación diferencial ordinaria de primer orden, en la que  $O$ ,  $Q_b$ ,  $Q_{bo}$  se calculan en función de la elevación del agua y de la magnitud de la brecha, por lo que es necesario obtener su valor para cualquier momento. La elevación del agua se obtiene con ayuda de la curva elevaciones - capacidades, condición que conlleva a conocer el volumen del embalse

en cada instante, solo se puede resolver esta situación estableciendo una función que denote el tamaño de la brecha y con ella calcular las características geométricas.

Debido a la complejidad del fenómeno de formación de una brecha, lo es también plantear un modelo matemático que lo represente. No se dispone de un criterio único, por lo que los investigadores han propuesto diversos métodos que representen el fenómeno.

En este trabajo se abundará sobre la importancia que tiene la tasa de erosión en el desarrollo del fenómeno de referencia.

Los métodos para determinar la tasa de erosión en arcillas son motivo de discusión debido a que el fenómeno involucra a muchas propiedades y efectos que se relacionan con la susceptibilidad a la erosión de materiales cohesivos. Los métodos difieren en su concepción, algunos de ellos consideran propiedades físicas y químicas, otros proponen emplear parámetros relativamente fáciles de obtener; o bien consideraciones empíricas, etc. Así por ejemplo:

Singh y Scarlatos (1988) plantean que la tasa de erosión es una función de la velocidad media del agua

Abdel - Rahman (1964) consideran importante la resistencia al corte y la rugosidad de la superficie de la muestra de suelo

Arriathurai y Arulanandan (1978). Tipo de arcilla y su proporción en el suelo, temperatura del agua, contenido de materia orgánica, calidad química del agua erosiva y la historia de los esfuerzos.

Grissinger (1966,1972). Densidad aparente, temperatura del agua, contenido de agua de la muestra, orientación y tipo de arcilla y velocidad de humedecimiento.

Grissinger *et al* (1981) contenido de arcilla, contenido de agua inicial de la muestra, velocidad máxima no erosiva (prueba pinhole) y la morfología de la muestra.

Lyle y Smerdon (1965). Compactación, relación Ca/Na, tamaño medio de las partículas, contenido de materia orgánica, coeficiente de dispersión, resistencia al corte (veleta) y los límites de Atterberg.

Lambert y Lebon (1978) Composición fisicoquímica instantánea de la capa superficial

Arulanandan *et al* (1973). Relación de adsorción de sodio, conductividad eléctrica, magnitud de la dispersión dieléctrica, tipo de arcilla y su proporción en el suelo así como su composición química.

En este trabajo se utiliza el procedimiento que proponen Arulanandan *et al*.

El cálculo del avance de la brecha sólo indica la distancia que se mueven las fronteras sujetas a erosión. Por lo que resulta necesario establecer un criterio que indique la forma de la sección transversal de la brecha.

La sección transversal de la brecha puede ser considerada rectangular, triangular o trapecial

Sí la forma de la brecha es rectangular se considera con un ancho constante  $b$  y crece solo en la dirección vertical. figura 1.2

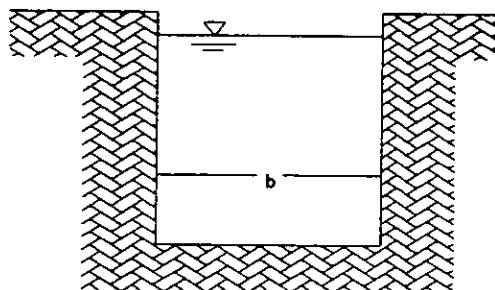


Fig. 1.2. Brecha rectangular

Si la forma de la abertura es triangular se considera constante el talud ( $k$ ) de las paredes creciendo simultáneamente en ambas direcciones. figura 1.3

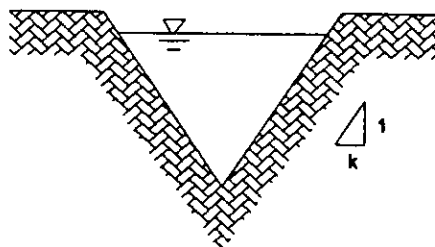


Fig. 1.3. Brecha triangular

Si la forma es trapezoidal se considera constante el ancho de plantilla de la brecha. Así como el talud ( $k$ ) de las paredes. figura 1.4

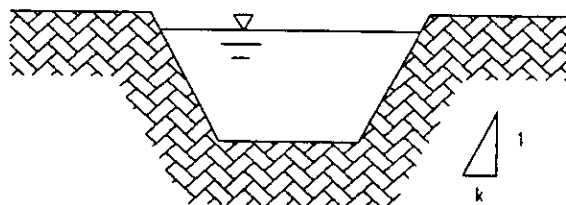


Fig. 1.4. Brecha trapezoidal

## II. ANÁLISIS DEL PROCESO GEOTÉCNICO

### II.1. Esfuerzo cortante crítico y erosión en materiales cohesivos

La erosión de los suelos como los que conforman el cuerpo de una presa de tierra o bordo es un fenómeno complejo en el que intervienen diferentes mecanismos y características, tanto del flujo, como de los suelos. La susceptibilidad a la erosión varía radicalmente si se trata de materiales cohesivos o no cohesivos.

En el caso de los materiales no cohesivos se emplean, principalmente, métodos para calcular la erosión en función de la velocidad crítica o del esfuerzo cortante crítico. No se abunda más al respecto por no ser el objetivo del presente trabajo.

En la erosión de suelos cohesivos se presentan fenómenos físico - químicos de la estructura del suelo y de la interacción del flujo.

Entre las características relevantes de este tipo de suelo están:

- Porcentaje y tipo de la parte cohesiva
- Composición química del líquido de los poros



- Contenido de materia orgánica, yeso y otros agentes cementantes
- Distribución de los tamaños de los granos de la parte no cohesiva
- Localización en el campo, tixotropía e historia de esfuerzos en el suelo
- pH del suelo, temperatura y contenido de agua
- Composición química, temperatura y pH del flujo
- Esfuerzo cortante crítico

Dada la complejidad en el fenómeno de la formación de una brecha no se dispone de un criterio único y general para su estudio.

En el presente trabajo se han considerado dos criterios que resultan útiles para los fines que se pretende alcanzar, mismos que a continuación se enuncian.

## II.2. Prueba Pinhole para la identificación de suelos dispersivos

Entre las características a observar en la calidad de los materiales que se emplean la construcción de bordos o diques está la dispersibilidad de la arcilla, la cual es directamente proporcional a la susceptibilidad de erosión. Así la prueba Pinhole se desarrolló para medir la dispersibilidad o erosión coloidal de suelos finos compactados. La prueba se realiza haciendo pasar agua por medio de un orificio hecho a través de las muestras de arcillas. Los detalles de la prueba pueden verse en Sherard *et al* (1976).

<u>Clasificación de resultados</u>	<u>Clasificación del suelo</u>
D1 y D2	Suelo dispersivo: falla rápidamente bajo 50 mm de carga hidráulica
ND4 y ND3	Suelo intermedio: se erosiona lentamente para cargas entre 50 y 180 mm de carga hidráulica.
ND2 y ND1	Suelo no dispersivo: No existe erosión coloidal para cargas entre 380 y 1020 mm de carga hidráulica.

**Tabla 2.1.** Categorías de los resultados de la prueba Pinhole

El resultado de la prueba se evalúa de acuerdo con la apariencia del agua, la velocidad del flujo y el tamaño final del orificio de la muestra. Con base en los resultados obtenidos la muestra se clasifica en una de las categorías que se observan en la tabla 2.1

Las arcillas dispersivas producen una suspensión coloreada, mientras que las arcillas resistentes producen una transparente.

Los suelos finos dispersivos presentan un elevado contenido de Sodio (Na), el cual es índice de alta erosionabilidad. En mecánica de suelos se clasifican como arcillas montmoriloníticas.

Los suelos finos resistentes a la erosión, a diferencia de los anteriores, contienen calcio y magnesio. En mecánica de suelos se clasifican como arcillas caoliníticas. Existe también una tercera clasificación de arcillas con propiedades intermedias conocida como iliticas.

### II.3. Predicción del esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos

La tasa de erosión producida por un esfuerzo cortante del flujo depende principalmente de las características físico - químicas del suelo, del tipo y porcentaje de sales en los poros del material y en el flujo. Así, un suelo con un mayor contenido de arcilla o con pocos iones de sodio es, en general, resistente a la erosión; por otro lado, si el contenido de sales en el flujo se reduce, el suelo disminuye también su resistencia a la erosión.

Si el esfuerzo cortante del escurrimiento  $\tau_0$  no sobrepasa al esfuerzo cortante crítico,  $\tau_c$ , que resiste el suelo, no habrá erosión.

Para la determinación de estos conceptos se requiere conocer lo siguiente:

#### *Relación de adsorción de sodio (SAR)*

Se define como:

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{1}{2}(Ca + Mg)}} \quad (2.1)$$

donde  $Na$ ,  $Ca$  y  $Mg$  son las concentraciones de los cationes solubles de sodio, calcio y magnesio respectivamente, expresados en miliequivalentes por litro ( $meq$ ).

La  $SAR$  representa la actividad relativa de los cationes de sodio ( $Na^+$ ) en relación con el intercambio catiónico del suelo.

Los iones disueltos en la solución del suelo pueden ser fácilmente eliminados por efecto del lavado a que se ven sometidos. Los cationes intercambiables son difíciles de remover por efecto del lavado a menos de que la solución contenga una sal que suministre cationes que se intercambien con los adsorbidos por los coloides.

### *Concentración de sales en el agua de los poros del suelo (CONC)*

Es la concentración total de los cationes metálicos principales (calcio, magnesio, sodio y potasio) y de los aniones (carbonatos, cloruros, sulfatos, nitratos, silicatos y boro) en el agua de los poros del suelo, expresada en miliequivalentes por litro ( $meq$ ).

$$[meq] = \frac{CCI * Val}{pae} \quad (2.2)$$

donde:

$CCI$  peso del elemento de interés presente en una muestra de arcilla de 100 g [mg]. Se

obtiene del análisis químico de las muestras de arcilla.

$Val$  valencia del elemento analizado (meq/mol)

$pae$  peso atómico (mg)

### *Dispersión dieléctrica ( $\Delta\epsilon_0$ )*

La dispersión dieléctrica mide la disminución de la constante dieléctrica aparente, cuando la frecuencia de una corriente alterna que pasa a través de una muestra saturada de suelo se

incrementa de 5 a 50 megaciclos por segundo. La constante dieléctrica aparente se calcula con la ecuación.

$$\varepsilon = \frac{Cd}{\varepsilon_v A} \quad (2.3)$$

$C$	capacitancia de la muestra saturada de suelo
$d$	longitud de la muestra (cm)
$A$	área transversal de la muestra (cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_v$	constante dieléctrica del vacío ( $8.85 \cdot 10^{-14}$ Farad/cm)

La constante dieléctrica es una medida de la capacidad de la muestra de suelo de almacenar potencial eléctrico en su superficie al ser sometida a un campo eléctrico.

Una vez obtenidos estos tres parámetros de una muestra de suelo inalterada, el esfuerzo cortante crítico se obtiene con base en la figura 2.1 propuesta por Arulanandan *et al* 1980.

#### II.4. Determinación de la tasa de erosión

En el intervalo de valores  $0.06 < \tau_c < 0.2 \text{ kg/m}^2$  se obtiene la variación de la relación de cambio de la tasa de erosión ( $R_p$ ), con una función exponencial negativa.

$$R_p = 21.86e^{-12.75\tau_c} \quad (2.4)$$

donde:  $R_p$  [ $\text{min}^{-1}$ ]

Si se utiliza la curva de la figura 2.2., cuando  $\tau_c$  es mayor de  $0.2 \text{ kg/m}^2$ , se obtiene un valor de  $R_p$  pequeño pero prácticamente constante, es decir, aun cuando el suelo es firme, compacto y resistente, hay erosión, lo cual no es necesariamente cierto. Para valores grandes de  $\tau_c$ ,  $R_p$  debe tender a cero. Puesto que se consideran suelos cohesivos, el límite inferior de la curva es de

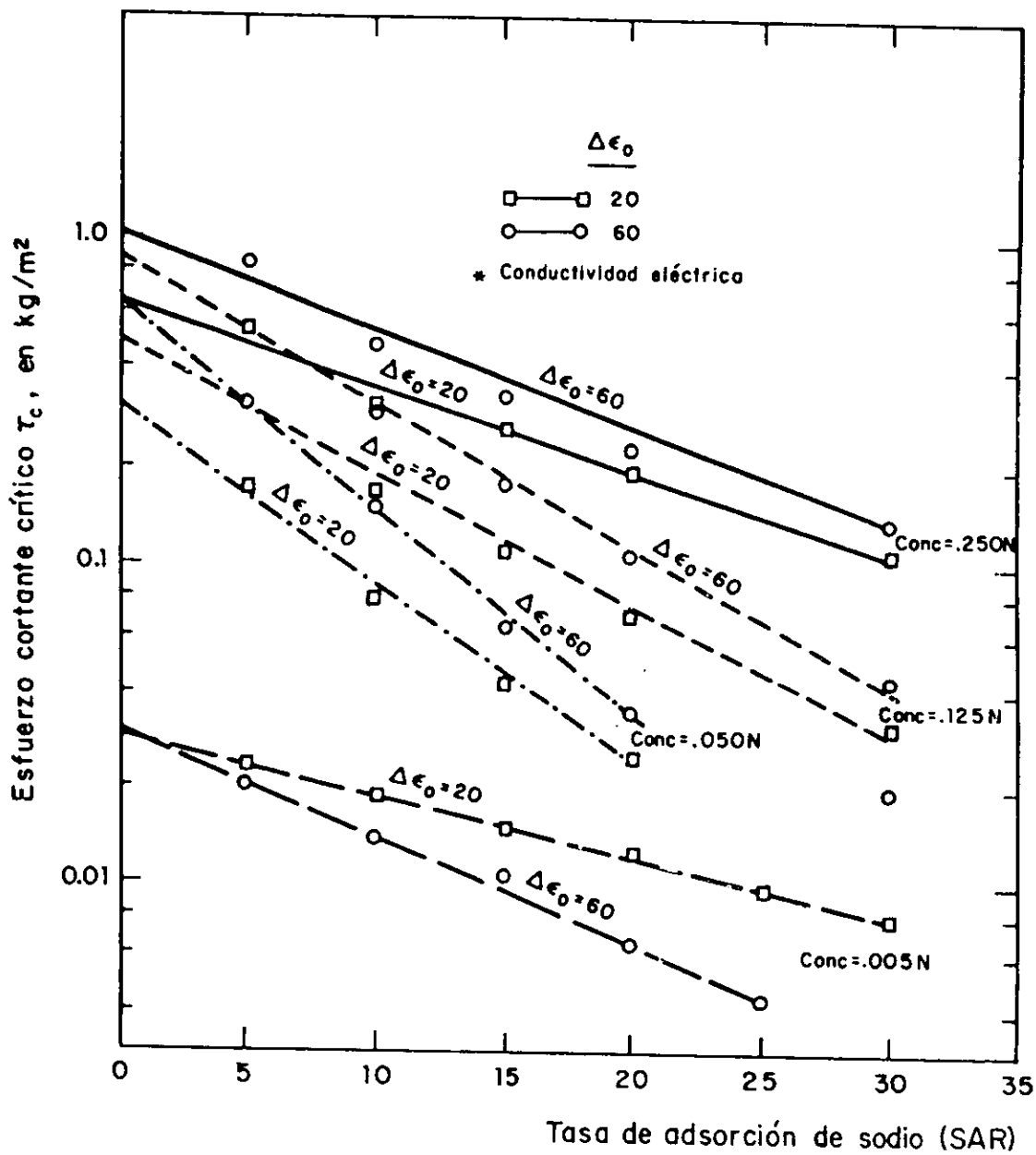


Fig. 2.1 Esfuerzo cortante crítico  $\tau_c$  vs SAR para diferentes valores del contenido de sales en el agua de los poros del suelo (CONC) y de la dispersión dieléctrica  $\Delta\epsilon_0$ .

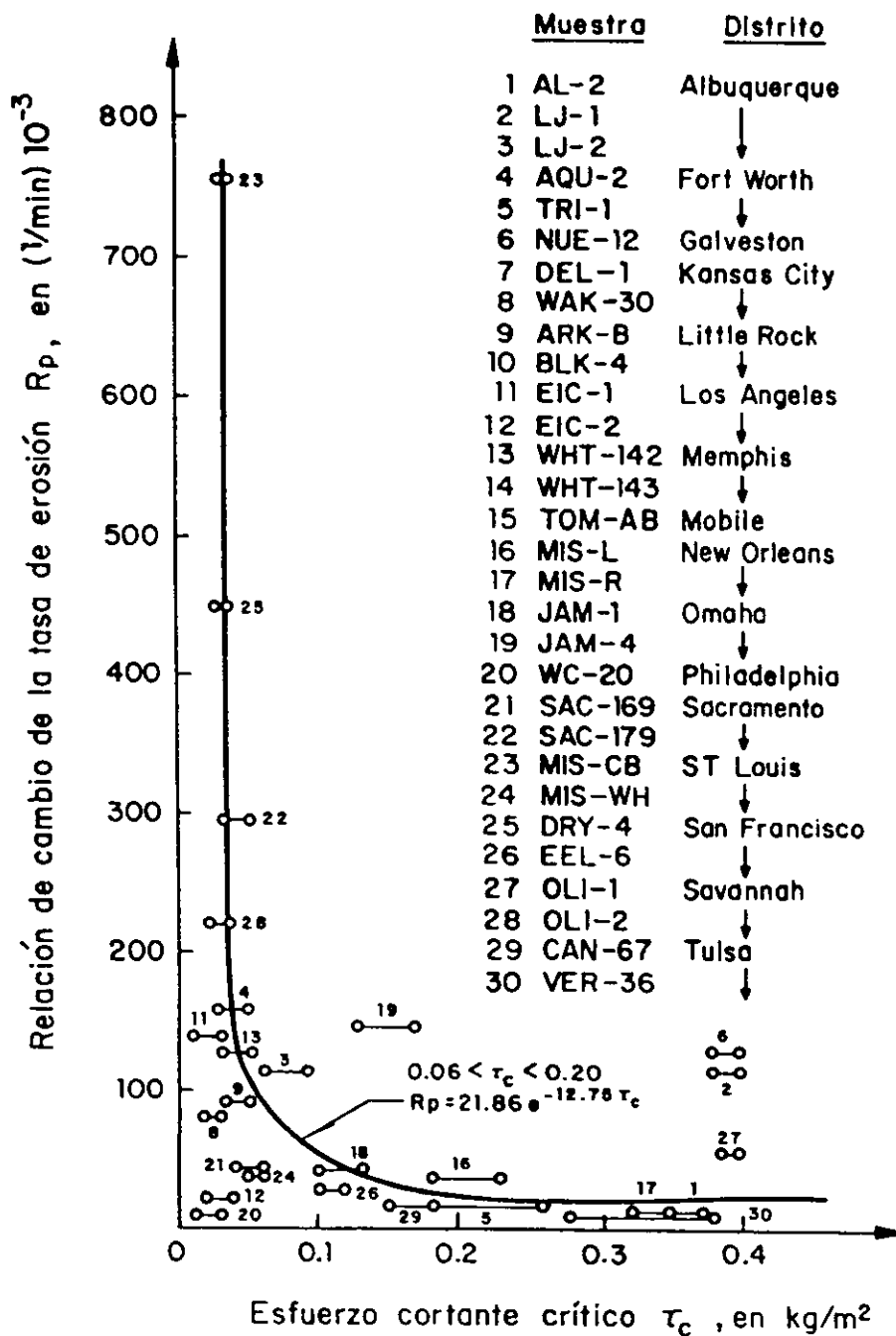


Fig 2.2. Realación de cambio de la tasa de erosión ( $R_p$ ) vs esfuerzo cortante crítico  $\tau_c$  para muestras inalteradas probadas utilizando agua destilada como fluido erosivo

$\tau_c = 0.06 \text{ kg/m}^2$ , ya que para esfuerzos cortantes críticos menores de este valor, el suelo se comporta generalmente como no cohesivo.

La tasa de erosión del suelo  $R$  en  $\text{kg de suelo/m}^2 - \text{min}$ , se obtiene con:

$$R = \tau_c R_p \quad (2.5)$$

y si se emplea la ecuación anterior

$$R = \tau_c * 21.86e^{-12.75\tau} \quad (2.6)$$

El avance de la erosión en un suelo se determina al dividir  $R$  entre el peso volumétrico del suelo, esto es

$$db = \frac{R}{\gamma_m} \quad (2.7)$$

donde:

$db$  Avance inicial de la erosión [ $m/\text{min}$ ]

$\gamma_m$  Peso volumétrico del suelo, [ $\text{kg/m}^3$ ]

$db$  es entonces el material erosionado cada minuto por área unitaria de suelo expuesta al agua.

Una vez que se rebasa el esfuerzo cortante crítico, la erosión debería ser mayor; Osman y Thorne (1988) incrementan la tasa de erosión con una relación lineal del tipo

$$dw = db \left( \frac{\tau_0 - \tau_c}{\tau_c} \right) \quad (2.8)$$

donde  $dw$  es el avance real de la erosión [ $m/\text{min}$ ]

Si la duración del cortante producido por el flujo es  $\Delta t$ , entonces la longitud de la erosión durante este tiempo será

$$\Delta w = d_w \Delta t \quad (2.9)$$

donde

$\Delta w$	avance de la erosión, en m por unidad de área
$\Delta t$	duración del cortante producido por el flujo [min]

Cabe hacer notar que el esfuerzo cortante crítico,  $\tau_c$ , obtenido con la figura 2.1., representa el límite inferior de la muestra de suelo probada. Debido a que si el flujo contiene sales disueltas el esfuerzo cortante puede ser mayor.

## II.5. Secuencia de cálculo de la tasa del suelo

1.- Se calcula el esfuerzo cortante que produce el flujo

$$\tau_0 = \gamma R_h S \quad (2.10)$$

donde :

$\tau_0$	esfuerzo cortante [ $kg/m^2$ ]
$\gamma$	peso específico del agua [ $kg/m^3$ ]
$R_h$	radio hidráulico [ $m$ ]
$S$	pendiente de la línea de energía

2.- Para una muestra inalterada de suelo, se determina la relación de adsorción de sodio ( $SAR$ ), el contenido de sales en el agua de los poros del suelo ( $CONC$ ), la dispersión dieléctrica ( $\Delta \epsilon_0$ ) y el peso volumétrico del suelo ( $\gamma_m$ )



- 3.- Con la figura 2.1 se determina el esfuerzo cortante crítico que resiste el suelo ( $\tau_c$ )
- 4.- Se revisa la desigualdad  $\tau_0 > \tau_c$ . Si esta se cumple, se va al paso 5; de otro modo, no habrá erosión en el suelo.
- 5.- Se determina la tasa inicial de erosión del suelo ( $R$ ) con la ecuación 2.6
- 6.- Se determina el avance inicial de la erosión ( $db$ ) con la ecuación 2.7
- 7.- Se corrige el avance de la erosión si el cortante actuante es mayor que el crítico con la ecuación 2.8 o mediante un criterio semejante.
- 8.- Se calcula el avance de la erosión durante el tiempo que actúa el flujo ( $\Delta w$ ) con la ecuación 2.9

En el caso de suelos cohesivos, según la figura 2.2 hay erosión exactamente para el esfuerzo cortante crítico; se considera que la tasa de erosión que se obtiene con esta figura es bastante alta, sobre todo si el cortante crítico es alto; si por ejemplo, se supone que  $\gamma_m = 1400 \text{ kg/m}^3$ , y  $\tau_c$  de 0.1, 0.2 y 0.4  $\text{kg/m}^2$ , se obtienen avances de erosión de 0.62, 0.35 y 0.06 m/día, que son grandes. En general se precisaría hacer una calibración o ajuste con los datos de la erosión observada en campo o laboratorio.

### III. FORMACIÓN DEL MODELO

Para calcular la formación de una brecha en función del tiempo, se elaboró un programa de cómputo que sigue un procedimiento iterativo y de manera simultánea transita la avenida por el embalse, calcula el desarrollo de la brecha y el gasto de salida por la brecha, por el bordo y por el vertedor; todo esto a partir de la conjunción de criterios que permiten una apreciación integral del fenómeno y su evolución. De esta modelación se destacan entre otras las siguientes características.

- En comparación con otros métodos, además, de considerar al gasto de la avenida ( $I$ ) se incluye al desalojado por el vertedor ( $O$ ).
- Para la determinación del avance de la brecha se empleó el método empírico de erosión de suelo cohesivos en ríos descrito en el capítulo anterior.
- El procedimiento es iterativo.
- El sistema de ecuaciones diferenciales parciales, formado con la ecuación de balance de masa y la que denota el avance de la brecha, se resuelve con el método de integración numérica de Heun.

### III.1. Estudio del mecanismo de formación de una brecha y su simulación

La formación de una brecha, como ya se ha mencionado, puede ser consecuencia de la falla por desbordamiento. Para el propósito del presente trabajo es condición necesaria.

El desarrollo del modelo parte de unas condiciones iniciales y datos de la presa, tales como, dimensiones y elevaciones de la cortina y en su caso bordos o diques; la elevación inicial del agua en el embalse; características geométricas y de operación del vertedor de demasías; el período de análisis y los incrementos de tiempo; las características geotécnicas del suelo y la geometría probable de la brecha; una vez conocidos, se procede a transitar la avenida hasta un  $\Delta t_1$  antes de que desborde por encima del bordo, para continuar el tránsito con un  $\Delta t_2$  pequeño, debido a que, el mecanismo de formación de una brecha es breve.  $\Delta t_2$  debe elegirse acorde con las expectativas de los resultados que se pretenden obtener.

En el presente trabajo se establece un método que toma en cuenta las salidas adicionales sobre el bordo y por la brecha, simultáneo a la evolución de la misma.

#### III.1.1. Evaluaciones de los diferentes gastos que se presentan

- Gasto por el vertedor de demasías

La cuantificación del gasto por el vertedor se realiza por medio de la ecuación general de los vertedores

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad (3.1)$$

donde

$Q$	gasto ( $m^3/s$ )
$C$	coeficiente de descarga del vertedor ( $m^{3/2}/s$ )
$b$	longitud de cresta del vertedor (m)
$h$	carga hidráulica (m)

- Gasto sobre el bordo y por la brecha

Para valuar los gastos que pasan sobre el bordo y a través de la brecha, se toman en cuenta los criterios de cálculo del gasto vertido del procedimiento de cierre de cauces que proponen Maza y Lozoya (1983), en el que se establece que el gasto que pasa por una sección se calcula con la ecuación.

$$Q_v = m\sqrt{2gb}H_a^{\frac{3}{2}} \quad (3.2)$$

donde

$Q_v$	gasto vertido $m^3/s$
$b$	ancho medio de la cresta por la que hay vertido (m)
$H_a$	carga hidráulica sobre la cresta, (m). Se obtiene de la ecuación
$m$	coeficiente de gasto. Depende del ahogamiento de la vena líquida y de la forma de la brecha. Se obtiene a partir de la gráfica 3.1.

$$H_a = H + \frac{V_a^2}{2g} \quad (3.3)$$

donde

$H$	carga estática
$V_a$	velocidad media aguas arriba, m/s. Aquí se considera esta velocidad muy pequeña por efecto del almacenamiento, por lo que se desprecia en el cálculo.

$\frac{V_a^2}{2g}$	carga de velocidad
--------------------	--------------------

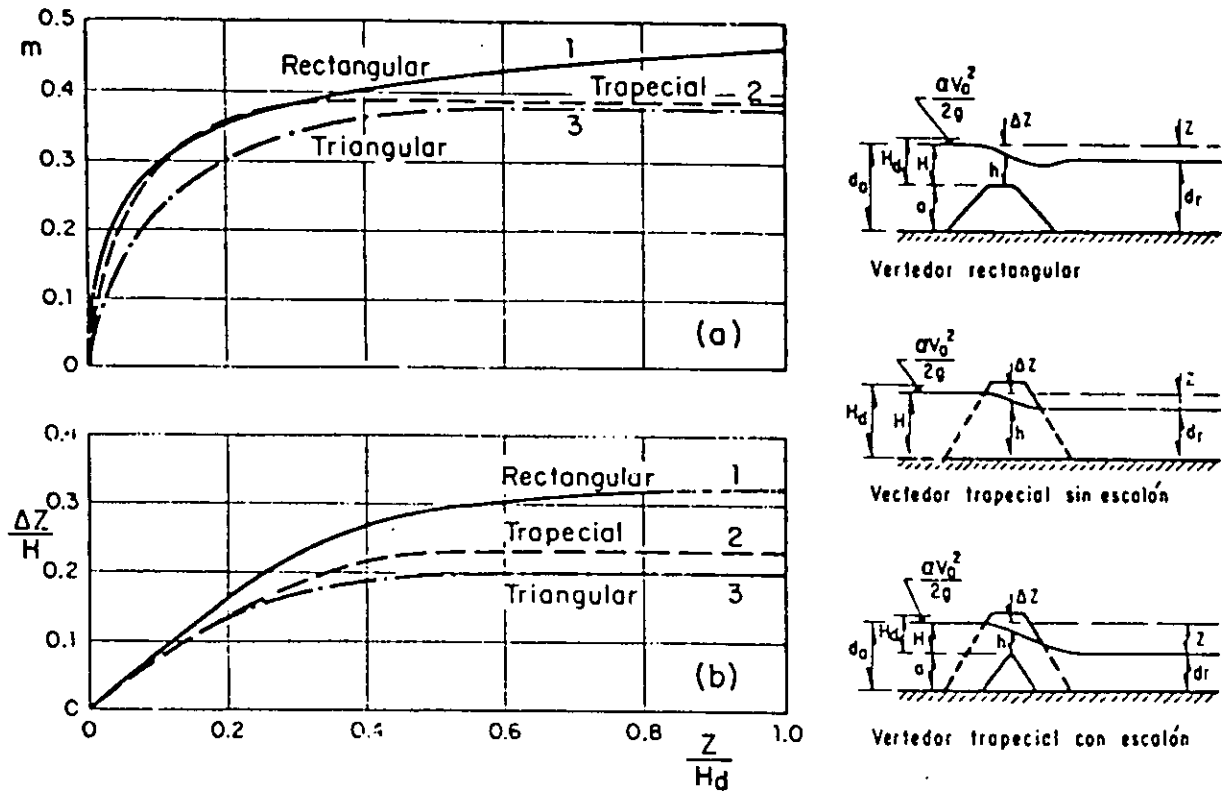


Fig. 3.1 variación del coeficiente de gasto  $m$  y de la relación  $\frac{\Delta z}{H}$

### III.1.2. Consideraciones sobre el avance de la brecha

De acuerdo con el criterio del U.S. Bureau of Reclamation que establece que para canales muy anchos ( $b > 4h$ ) el esfuerzo cortante no se distribuye uniformemente sobre los paredes, sino como se indica en la figura 3.2. El esfuerzo se reduce en una proporción del orden de 25% en las paredes debido al efecto de inclinación del talud y a la disminución del tirante. Esta disminución en la magnitud del esfuerzo actuante  $\tau_0$  permite suponer que el avance de la brecha se da principalmente en la dirección vertical y el avance en los taludes se debe a la combinación de efectos de la acción del esfuerzo actuante  $\tau_0$  y la pérdida de apoyo en el fondo debido al avance vertical. Por lo que para el presente trabajo se establece que el avance de la brecha es función de su avance vertical, el cual se calcula empleando los criterios de la tasa de

erosión ya expuestos. Para fines de modelación se mantiene un ancho de plantilla y taludes constantes.

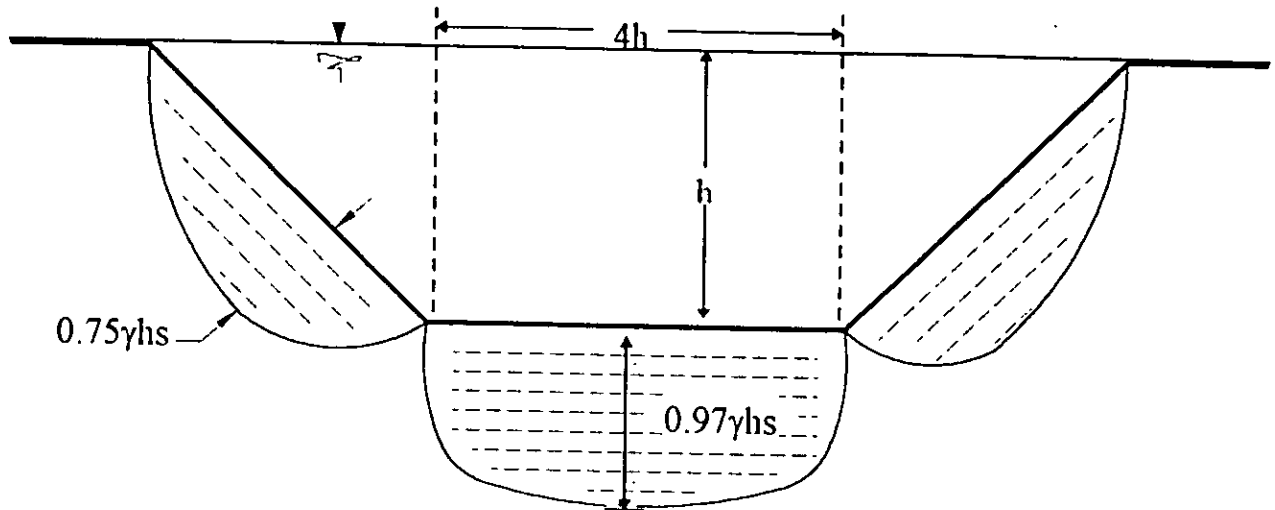


Fig. 3.2 Distribución del esfuerzo cortante ( $\tau_0$ ) que produce el flujo en las paredes de un canal ancho de sección trapezoidal

### III.2. Cálculo del hidrograma por la brecha.

El resultado más importante que se pretende obtener es el hidrograma de salida por la brecha, el que es relevante por su forma picuda, por la brevedad de su desarrollo y por los enormes gastos que se pueden presentar. La magnitud y duración del hidrograma son función del volumen del almacenamiento, la resistencia a la erosión del bordo y la geometría de la brecha.

Las características del suelo se deben obtener de los análisis geotécnicos necesarios, por lo que se consideran como datos que se introducen al modelo de simulación.

La geometría de la brecha no se puede conocer *a priori* por lo que para su empleo en el modelo se proponen varias, una para cada caso, que mantiene características constantes.

El volumen del almacenamiento es variable a lo largo del análisis; estas variaciones son tomadas en cuenta a través del tránsito de la avenida, cuyo modelo matemático implica la

solución de un sistema de ecuaciones diferenciales que se resuelven empleando el método de Heun.

### III.2.1. Método de Heun

También conocido como método mejorado de Euler, es del tipo de Runge Kutta, pero de segundo orden.

Dada una función  $\frac{dy}{dt} = f(t, y)$  se trabaja promediando las pendientes en los puntos  $(t_m, y_m)$  y  $(t_m + h, y_m + h \frac{dy_m}{dt})$ . Este método es convergente y como es de segundo orden, el error por truncamiento es del orden de  $h^3$ . En el método de Heun se utilizan las expresiones

$$k_1 = hf(t_m, y_m) \quad (3.4a)$$

$$k_2 = hf(t_m + h, y_m + k_1) \quad (3.4b)$$

$$y_{m+1} \cong y_m + \frac{1}{2}(k_1 + k_2) \quad (3.5)$$

donde

$h$  incremento de la variable independiente

Geoméricamente, se usa el método de Euler para determinar el punto  $(t_m + h, y_m + h \frac{dy_m}{dt})$ , que está en la línea  $L_1$  del diagrama de la figura 3.3. En este punto se calcula la pendiente de la curva (línea  $L_2$ ). Al promediar las dos pendientes se obtiene la de la línea  $\bar{L}$ . Finalmente se traza la línea  $L$  paralela a  $\bar{L}$  por el punto  $(t_m, y_m)$ . El punto en el que la línea  $L$  interseca la vertical levantada por  $t = t_{m+1} = t_m + h$  se considera el punto solución  $(t_{m+1}, y_{m+1})$ .

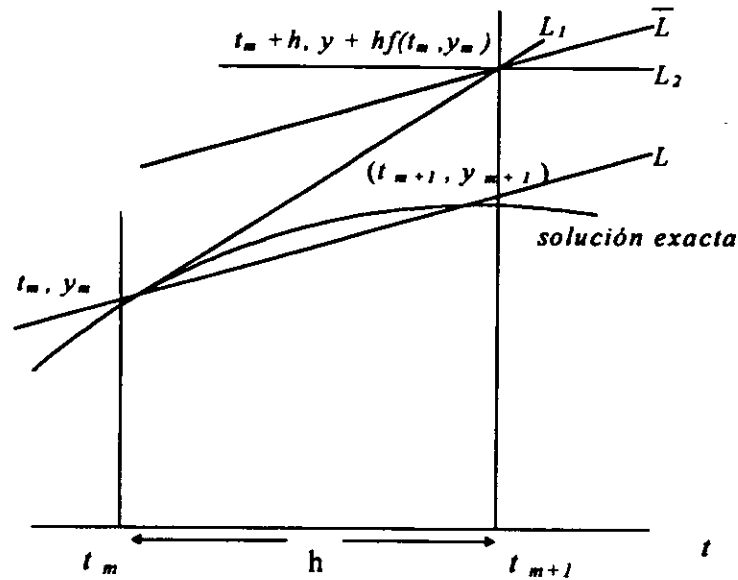


Fig. 3.3. Representación gráfica del método de Heun.

El método anteriormente descrito fácilmente se puede hacer extensivo a la solución de un sistema de ecuaciones diferenciales. A continuación se presentan las ecuaciones planteadas para simular el fenómeno y la metodología y consideraciones empleadas.

El sistema se forma con las ecuaciones 1.1 y 2.9

$$\frac{dV}{dt} = I - O - Q_b - Q_{bo}$$

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{Rp}{g_m} \frac{t_c}{t_c} \left( \frac{t_o}{t_c} - 1 \right) \left( \frac{I}{60} \right)$$

Se valúa el sistema de ecuaciones siguiente

$$k_{v1} = (I - O - Q_b - Q_{bo}) \Delta t \tag{3.6a}$$

$$k_{z1} = \left( \frac{Rp}{g_m} \frac{t_c}{t_c} \left( \frac{t_o}{t_c} - 1 \right) \left( \frac{I}{60} \right) \right) \Delta t \tag{3.6b}$$



se actualizan las condiciones en el siguiente instante

$$V^* = V_1 + k_1 \quad (3.7a)$$

$$Z^* = Z_1 + kz_1 \quad (3.7b)$$

A partir del hidrograma de entrada, se determina el gasto de entrada; con la curva elevaciones capacidades la elevación del agua correspondientes, se calculan  $k_{v2}$  y  $k_{z2}$  y se obtienen los valores para el instante  $(m + 1)$

$$V_{m+1} = V_1 + \frac{k_1 + k_2}{2} \quad (3.8a)$$

$$Z_{m+1} = Z_1 + \frac{kz_1 + kz_2}{2} \quad (3.8b)$$

Donde  $V_{m+1}$  y  $Z_{m+1}$  corresponden al instante  $(m+1)$  por lo que partiendo de este valor se procede a reiniciar el procedimiento.

### III.2.2. Cálculo de la pendiente de fricción y el tirante crítico en la brecha

El método que se sigue para el cálculo del avance de la brecha requiere el valor de la pendiente de fricción, la cual, se calcula con base en las consideraciones de que en la brecha se presenta un flujo en régimen crítico. Para lo cual se emplea la siguiente expresión.

$$Sf = \left( \frac{n Q}{A Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (3.9)$$

donde

$Sf$	pendiente de fricción
$n$	coeficiente de fricción de Manning
$A$	área hidráulica
$Rh$	radio hidráulico

Para definir  $A$  y  $Rh$  es necesario calcular el tirante ( $y$ ) correspondiente; su cálculo parte de la consideración de que se presenta una sección crítica en la brecha, por lo que  $y$  es el tirante crítico ( $y_c$ ).

El tirante crítico se calcula como función del gasto, la elevación del agua en el embalse y la geometría de la brecha; se consideran tres casos, que son:

1. No se presenta gasto de vertido sobre el bordo y la magnitud de la brecha es lo suficientemente grande para permitir el paso de todo el gasto calculado. Esta condición permite calcular fácilmente el tirante crítico de acuerdo al método alternativo de la sección rectangular.
2. Se presenta gasto de vertido sobre el bordo, por lo que se modela a la brecha como una sección compuesta. El tirante crítico se calcula empleando el método iterativo de Blalock - Sturm.
3. Vierte sobre el bordo y no hay brecha, situación que se presenta en los primeros instantes.

### ***III.2.3. Método alternativo de la sección rectangular para calcular el tirante crítico en una sección trapecial con un mismo ancho de plantilla.***

De la condición de régimen crítico se tiene que

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (3.10)$$

donde

$Q$	gasto ( $m^3/s$ )
$A_c$	área hidráulica crítica
$T_c$	ancho de superficie libre

sustituyendo variables en 3.10 para una sección rectangular se tiene

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b y_c)^3}{b} \quad (3.11)$$

despejando  $y_c$  de 3.11

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad (3.12)$$

el gasto unitario se define por

$$q = \frac{Q}{b} \quad (3.13)$$

sustituyendo 3.13 en 3.12

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.14)$$

sustituyendo variables en 3.10 para una sección trapezoidal

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b + k y_c)^3 y_c^3}{b + 2 k y_c} \quad (3.15)$$

dividiendo ambos términos entre  $b^2$

$$\frac{q^2}{g} = \frac{(b + k y_c)^3 y_c^3}{(b + 2 k y_c) b^2} \quad (3.16)$$

si despejamos  $y_c^3$  y ordenando los términos tenemos

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \frac{\left(1 + 2 \frac{ky_c}{b}\right)^{\frac{1}{3}}}{1 + \frac{ky_c}{b}} \quad (3.17)$$

identificando términos podemos escribir

$$y_c = y_{cr} f \quad (3.18)$$

donde

$y_c$	tirante crítico en sección trapecial
$y_{cr}$	tirante crítico en sección rectangular
$f$	factor de proporcionalidad

si aceptamos que para un canal trapecial por el que pasa un gasto  $Q$  en régimen crítico corresponde un  $y_c$  que es menor que  $y_{cr}$  para un canal rectangular con ancho de plantilla igual y por el que pasa el mismo  $Q$ , entonces  $f < 1$ .

Desarrollando  $f$  en la ecuación 3.17 en series de Taylor obtenemos que

$$f \cong \frac{1}{1 + \frac{\sigma}{3}} \quad (3.19)$$

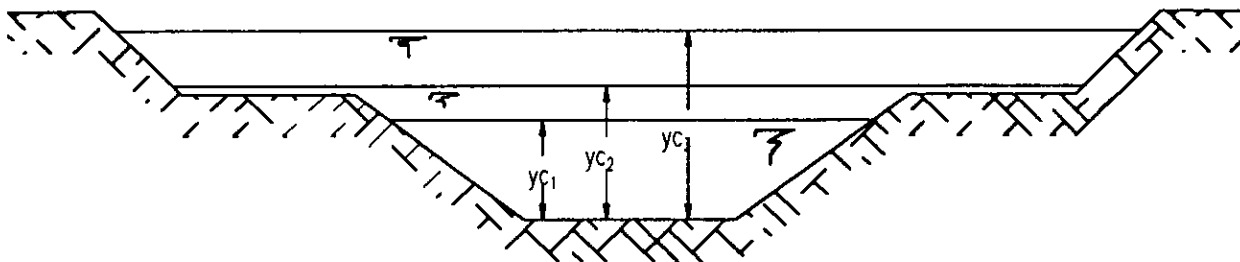
donde

$$\sigma = \frac{ky_{cr}}{b} \quad (3.20)$$

$k$	talud
$y_{cr}$	tirante crítico de una sección rectangular
$b$	ancho de plantilla

**III.2.4. Método de Blalock - Sturm para calcular tirantes críticos en una sección compuesta.**

Debido a que no hay un método que permita calcular de manera directa el tirante crítico en secciones compuestas, Blalock - Sturm proponen un método iterativo para calcularlo. El procedimiento consiste en calcular el número de Froude - Blalock ( $F_B$ ) como función del gasto y de las características geométricas de la sección. El gasto se considera dato y las características geométricas se calculan a partir de valores propuestos del tirante. Cuando se calcule un  $F_B$  igual a uno el tirante correspondiente es crítico. Para una sección compuesta se pueden calcular hasta tres tirantes críticos, de los cuales solo uno se presenta dependiendo de la pendiente aguas abajo.



**Fig. 3.4 Tirantes y perfiles críticos en una sección compuesta**

El número de Froude - Blalock ( $F_B$ ) se calcula con la siguiente expresión

$$F_B = \left( \frac{Q^2}{2gk^3} \left( \frac{\sigma_2 \sigma_3}{k} - \sigma_1 \right) \right)^{\frac{1}{2}} \tag{3.21}$$

donde

$$\sigma_1 = \sum \left( \left( \frac{k_i}{A_i} \right)^3 \left( 3T_i - 2Rh_i \frac{dp_i}{dy} \right) \right) \tag{3.22}$$

$$\sigma_2 = \sum \left( \frac{k_i^3}{A_i^2} \right) \tag{3.23}$$

$$\sigma_3 = \sum \left( \frac{k_i}{A_i} \left( 5T_i - 2Rh_i \frac{dp_i}{dy} \right) \right) \tag{3.24}$$

donde

$k_i$	coeficiente de conducción de la subsección $i$
$A_i$	área hidráulica de la subsección $i$
$T_i$	ancho de superficie libre de la subsección $i$
$Rh_i$	radio hidráulico de la subsección $i$
$\frac{dp_i}{dy}$	derivada del perímetro mojado de la subsección $i$ con respecto al tirante

### III.3. Procedimiento de cálculo

El método aquí propuesto se realiza con procedimiento en dos etapas, antes y después de que desborde. El programa de cálculo elaborado para el desarrollo de este método se aplica a ambas etapas, corriéndolo en cada una de ellas con archivos de datos de entrada diferenciados con banderas que indican la etapa del proceso, el tiempo inicial y final, la elevación inicial y el incremento en el tiempo.

#### III.3.1. Secuencia de cálculo

La secuencia de instrucciones que realiza el programa de cómputo elaborado para calcular el mecanismo de formación de una brecha y el hidrograma de salida correspondiente se puede describir brevemente en los siguientes pasos:

1. Se lee el archivo de datos de entrada, el cual contiene los valores de la condición inicial, el período en que se realiza el cálculo, la elevación del embalse, el hidrograma de la avenida de interés; los valores característicos de la presa, como su geometría, curvas elevaciones - volúmenes, tipo y características de funcionamiento de vertedor, características del material del que está construido el bordo; los factores de incremento para el desarrollo del proceso iterativo y las banderas que permiten la ubicación del cálculo en alguna de las etapas del fenómeno.
2. Con base en los datos de la condición inicial, la curva elevaciones - volúmenes y las banderas se procede a realizar el tránsito de la avenida por el embalse, el cual se inicia obteniendo las

cargas hidráulicas sobre la cresta del vertedor, el bordo y la brecha; y con ellas el gasto correspondiente en cada uno.

3. Se calcula el tirante crítico en la brecha en función de la suma de gastos por la brecha y por el bordo; y de la inferencia de la geometría de la brecha (véase capítulo 2), aplicando el método de Blalock Storm o el método alternativo de la sección rectangular, dependiendo de las condiciones calculadas en ese instante.
4. Con los valores anteriores se procede a obtener las variables hidráulicas que intervienen en el cálculo del esfuerzo cortante actuante.
5. Con base en el esfuerzo cortante actuante se calcula la tasa de erosión y con ella el avance de la brecha.
6. Con los datos anteriores se evalúan las expresiones del método de Heun, se corrige el valor del almacenamiento y su elevación correspondiente.
7. Se calculan los gastos respectivos para esta nueva condición del embalse de manera idéntica al punto 2
8. Se renombran las variables y se incrementa el tiempo en un  $\Delta t$
9. Se repiten los pasos 3, 4 y 5 con base el valores corregidos.
10. Con los datos anteriores se evalúan las expresiones de la segunda etapa del método de Heun, los cuales dan por resultado el valor del almacenamiento en el instante siguiente.
11. Se verifica que el avance de la brecha no rebase la elevación de la cimentación del bordo siendo esta el límite del corrimiento.
12. Se realizan los cambios de las banderas cuando las condiciones lo determinan.
13. Se renombran las variables para continuar el proceso iterativamente a partir del punto 2.

### ***III.3.2. Resultados del modelo numérico***

Los resultados que el modelo de simulación arroja son:

- El tiempo (i) en días al que corresponden las siguientes características
- Valor (i) del hidrograma de entrada (I)
- Valor (i) del hidrograma de salida por el vertedor (O)

- Almacenamiento en el instante (i)
- Elevación (i) del agua en el embalse
- Elevación (i) de la plantilla de la brecha
- Valor (i) del esfuerzo actuante  $\tau_0$
- Gasto (i) por la brecha
- Gasto (i) por el bordo

#### ***III.4. Valoración del procedimiento de cálculo***

La aplicación de este procedimiento de cálculo se valora usando datos de la falla de la presa Teton, ubicada en el río Teton en Idaho E.U. La presa Teton construida a base de tierra en 1972 y que falló 4 años más tarde, su altura máxima fue de 93 m, con un ancho de corona de 10 m, con taludes de 3 aguas arriba y 2.5 aguas abajo, cuyo almacenamiento al NAMO era de 356 millones de  $m^3$ . La falla provocó la formación de una brecha de 46 m de ancho en su base, y 79 m de profundidad, la duración de este evento fue de 4 horas y el gasto máximo de salida por la brecha fue de 66000  $m^3/s$ .

Con base en los datos que la literatura refiere y algunos otros supuestos se aplica el procedimiento de cálculo propuesto en este trabajo y se simula una falla por desbordamiento.

Considerando un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante sea de 0.06  $kg/m^2$  y una elevación inicial en el embalse de 92.5 m se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 3.1.

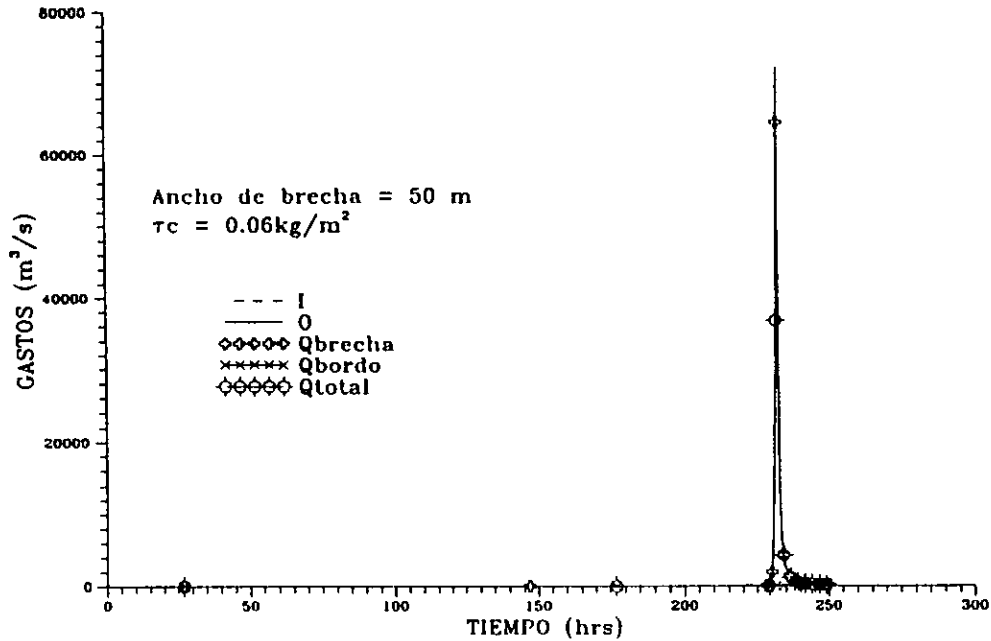
La figura 3.5a muestra los hidrogramas de entrada y de salida por el vertedor, el bordo y la brecha, y la 3.5b muestra la elevación del agua y de la brecha durante el desarrollo de la brecha.

Los resultados obtenidos resultan ser muy cercanos a los reales por lo que se considera que la aplicación del procedimiento de cálculo que aquí se propone es válido.

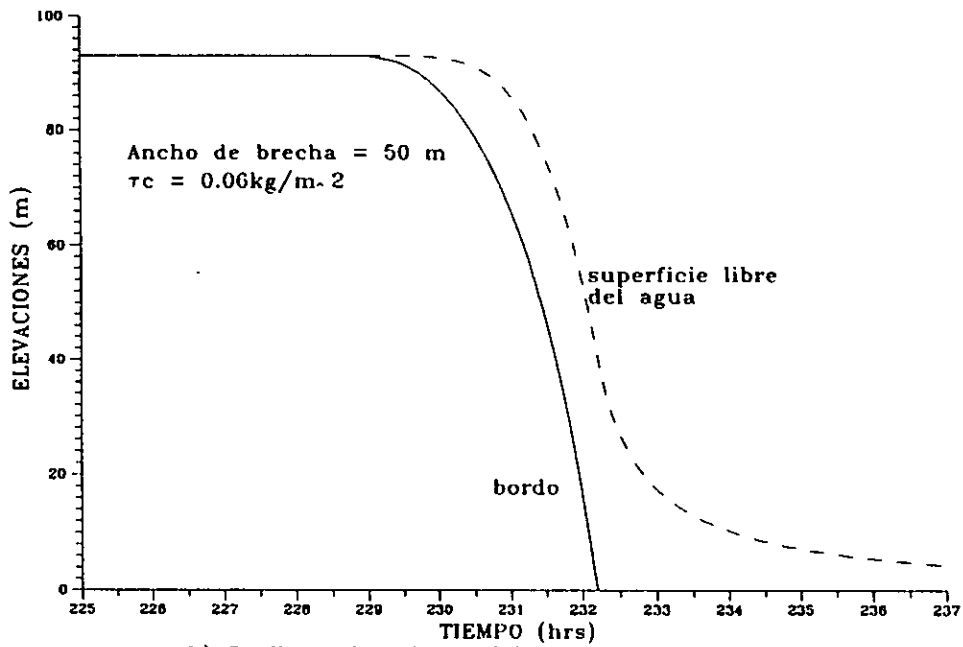


	Calculado	Estimado
Gasto máximo de salida por la brecha	72167 m <sup>3</sup> /s	66000 m <sup>3</sup> /s
Duración	4:39 hr	4:00 hr
Esfuerzo cortante máximo calculado	257 kg/m <sup>2</sup>	--
Velocidad máxima del agua	20.16 m/s	--
Gasto pico de entrada	102 m <sup>3</sup> /s	102 m <sup>3</sup> /s
Gasto pico por el vertedor	36.81 m <sup>3</sup> /s	26.7 m <sup>3</sup> /s
Gasto pico por el bordo 1.23 m <sup>3</sup> /s	1.23 m <sup>3</sup> /s	--
Gasto pico total de salida	72202 m <sup>3</sup> /s	66102 m <sup>3</sup> /s
Elevación máxima del agua	93.01 m	--
Profundidad de la brecha	93 m	79 m

Tabla 3.1. Resultados de la simulación de falla de la presa Teton.



a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 3.5

## **IV. APLICACIÓN AL DIQUE SAN CAYETANO, DE LA PRESA SOLÍS, GUANAJUATO**

### **IV.1 Generalidades**

#### ***IV.1.1. Objetivos de la presa***

El río Lerma, por su potencialidad, la longitud de su curso, la regularidad de su escurrimiento y por su importancia económica es la corriente más notable que cruza el altiplano mexicano; en su recorrido beneficia la zona central del país, la cual es densamente poblada. Esta corriente fue una de las primeras utilizadas para riego durante la época colonial y su aprovechamiento en diversas zonas dio lugar al establecimiento de poblaciones que actualmente son importantes ciudades.

La Presa Solís iniciada en 1939 y finalizada en 1949, forma parte de un vasto sistema de obras hidráulicas de regulación y distribución que tiene por objeto el

aprovechamiento integral del río Lerma. Se ubica aguas abajo de la presa Tupuxtepec. Ambas presas, junto con la Laguna de Yuriria, forman parte de un sistema de almacenamientos cuya finalidad es satisfacer las necesidades de riego a lo largo del curso del río auxiliando importantemente a la irrigación de las 116000 ha comprendidas en el Distrito de Riego del Alto Lerma.

#### IV.1.2. Localización

La presa Solís se ubica a 5 km aguas arriba de la población de Acámbaro, municipio del mismo nombre, Guanajuato.

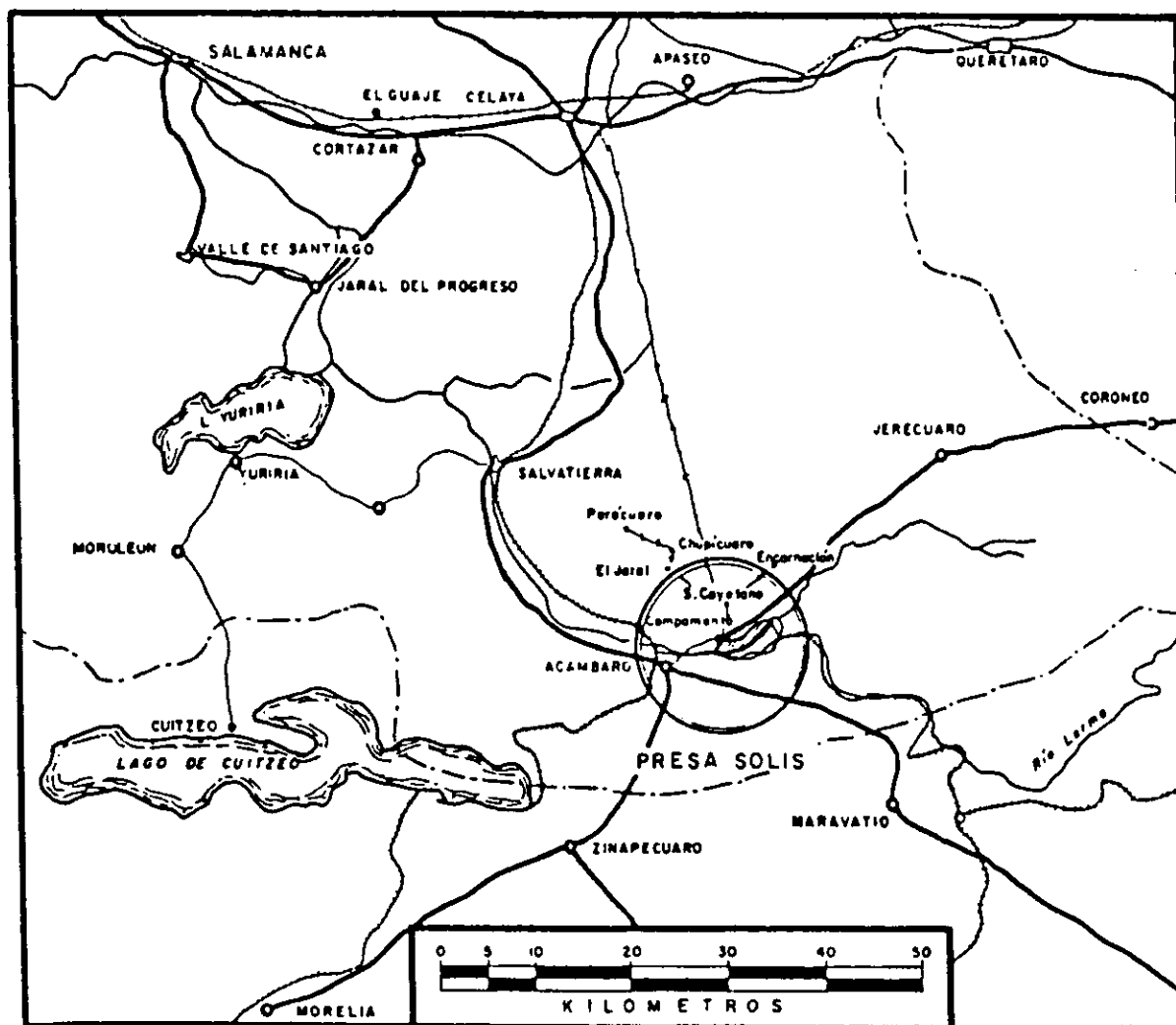


Fig. 4.1 Localización de la Presa Solís

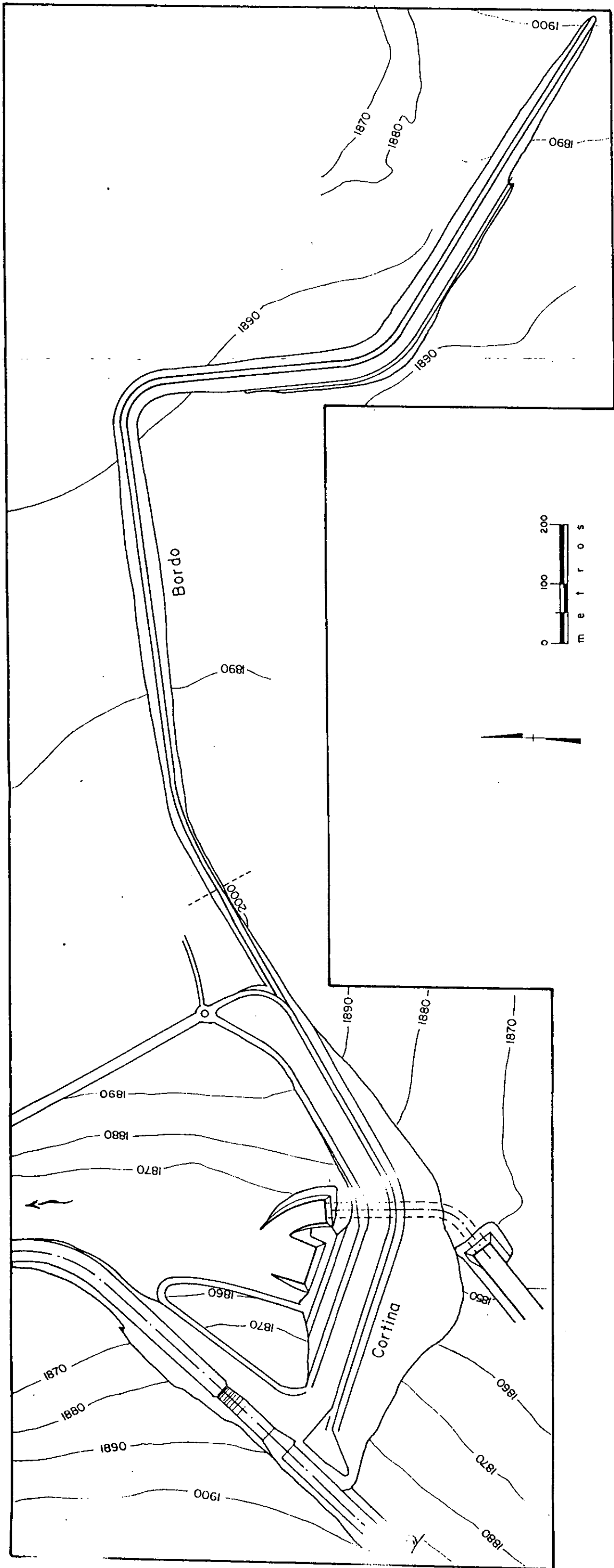


Fig IV. 2

### ***IV.1.3. Descripción de la presa***

La cortina es de tierra; provista en la margen izquierda se tiene un vertedor de compuertas originalmente diseñado como de cresta libre con canal lateral y en la margen derecha está la obra de toma; el dique San Cayetano cierra el puerto del mismo nombre. Ver figura 4.2

### ***IV.1.4. Descripción de las obras***

***Cortina.*** Mide 730 m de longitud en trazo curvo y de 52 m de altura máxima; una zona central impermeable con taludes  $k=1.75$  hacia aguas arriba y  $k=1.5$  aguas abajo, con respaldos de roca con taludes  $k=2.75$  hacia aguas arriba y de  $k=1.5$  aguas abajo, con dos banquetas de 10 m de ancho. La liga entre la zona impermeable y los materiales de la cimentación se hizo con un dentellón de concreto simple que tuvo en algunos lugares profundidades hasta de 25 m para interceptar las formaciones permeables de basalto fracturado, escorias, aglomerados y tobas semipermeables, presentando grandes dificultades en su construcción por la abundancia de agua. En la línea del dentellón se construyó una doble pantalla de inyecciones hasta 80 m de profundidad.

***Obra de toma.*** La obra de toma se localiza en la margen derecha utilizando los dos túneles de 6 m de diámetro que se usaron para el desvío, cada uno provisto de una estructura cilíndrica de rejillas y, en la parte media de un tapón de concreto para anclar la tubería con una válvula de emergencia de mariposa de 3.60 m de diámetro, que se opera desde una galería que conecta los dos túneles, con acceso por el túnel 1. En este mismo túnel, a continuación de la válvula de mariposa, se instaló una tubería de 3.05 m de diámetro y 164 m de longitud que termina en una válvula de aguja de 3.05 m por 2.52 m. En el túnel 2, a continuación de la válvula de mariposa se instaló una tubería de 3.05 m de diámetro y 65 m de longitud; con una válvula de mariposa en su extremo que descarga dentro del túnel; a continuación de este túnel se construyó una estructura disipadora de energía.

**Obra de excedencias.** Consiste en un vertedor de demasías alojado en la margen izquierda y construido de concreto y mampostería. Es de compuertas, originalmente diseñado como de cresta libre, cuenta con un canal lateral colector que está conectado con un canal de descarga de 120 m de longitud y plantilla de 30 m de ancho que termina en un tanque amortiguador, este último construido posteriormente; se localiza en la estación 0 + 200 para continuar su descarga en el lecho del río.

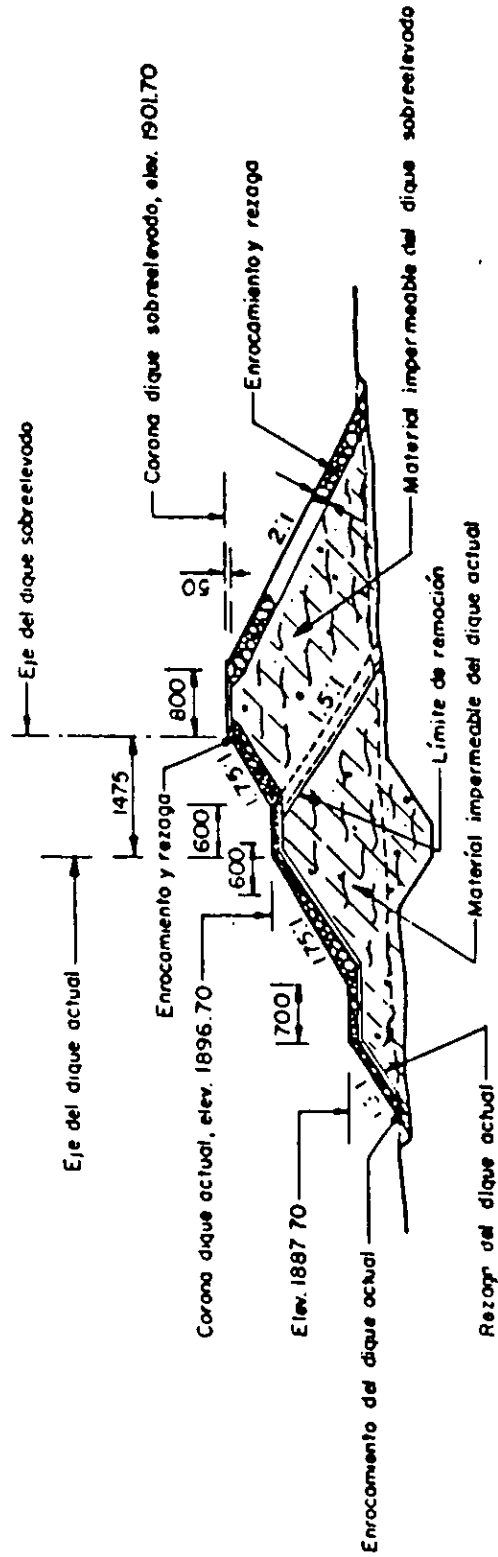
• Avenida de diseño	2200 m <sup>3</sup> /s
• Gasto máximo de descarga	1380 m <sup>3</sup> /s
• Longitud de cresta	135 m
• Carga máxima	2.95 m
• Volumen de concreto	24800 m <sup>3</sup>
• Coeficiente de descarga del vertedor	2

**Dique San Cayetano (reconstruido).** En virtud de haber quedado localizado muy cercano al cantil Tizates, y también motivado por las filtraciones que se observaron, se demolió el dique originalmente construido y se construyó uno nuevo en 1955 alejado de la zona de los cantiles. Cierra un puerto, situado en la margen derecha del río. Tiene 1860 m de longitud, con 6 m de ancho de corona, 9 m de altura máxima y taludes  $k=1.75$  aguas arriba, con un delantal de 8 m de longitud;  $k=1.5$  aguas abajo. Esta formado por un corazón de material impermeable protegido con zonas de rezaga y roca. La zona de material impermeable se prolonga hacia abajo rellenando una trinchera de 4m de ancho de plantilla, de 5.5m de profundidad máxima y taludes  $k=1$ . Ver figura 4.3.

• Altura máxima	9 m
• Longitud de la corona	1860 m
• Volumen total	24000 m <sup>3</sup>

#### **IV.1.6. Características del material impermeable**

Suelo limoso poco compresible, de acuerdo con los datos se le clasifica según la carta de plasticidad SUCS en suelo de partículas finas ML; dentro de la misma clasificación que los limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos y arcillosos ligeramente plásticos.



## SECCION MAXIMA DEL DIQUE



• Volumen en la cortina	1.08 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
• Volumen en el dique	0.24 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
• Densidad de sólidos	2.61
• Límite líquido	45.2 %
• Índice de plasticidad	6.1 %
• Peso volumétrico seco	1541 kg/m <sup>3</sup>
• Peso volumétrico en terraplén	1442 kg/m <sup>3</sup>
• Humedad óptima	22.8 %
• Humedad en terraplén	24.3 %
• Grado de compactación	95.9 %
• Cohesión*	0.4 kg/cm <sup>2</sup>
• Ángulo de fricción interna*	27°

(\* valores obtenidos de la prueba UU)

#### ***IV.1.6. Aspectos sobresalientes del diseño, construcción y funcionamiento de la presa***

La presa fue diseñada siguiendo las reglas empíricas habituales de los años treinta, y una revisión posterior de su estabilidad con el método sueco indicó un factor de seguridad de 1.67 para el talud aguas abajo. Para 1976 los asentamientos de la presa fueron del orden de 0.4 m que representan el 0.77% con respecto a su altura. No se han observado grietas en su corona ni el dique.

En ambas laderas de la boquilla hay filtraciones a través de los basaltos, en la zona del canal de salida de los túneles, en la cámara de válvulas y en el tanque amortiguador del vertedor, así como aguas abajo de la presa y alejadas de la estructura, estimándose que el total de ellas es de unos 1000 l/s que varían rápidamente con el cambio de niveles en el vaso, la coloración en la mayoría de las filtraciones importantes, corresponden al color del agua del vaso.

En la zona del dique, al pie del cantil también aparecieron filtraciones al llenarse la presa, por lo que en 1954 se construyó un tramo alejándolo del cantil y se hizo un tratamiento por medio de inyecciones para impermeabilizar las tobas arenosas y las

formaciones de tizate, sin obtener resultados satisfactorios. En 1964 se realizó otra prueba de inyección, en un tramo de 100 m de longitud, a 0.6 m aguas arriba de la primera línea. Usando lechadas de cemento con diversos aditivos sin obtener tampoco, un buen resultado ya que las filtraciones permanecieron prácticamente constantes. El máximo gasto de estas filtraciones es del orden de 300 l/s y el agua es clara indicando que los sedimentos del agua se han retenido y que no hay erosión ni arrastre de los materiales de la cimentación.

La obra de excedencias se proyectó y se construyó originalmente sin tanque amortiguador, rematando el canal de descarga con un dentellón profundo. En el año de 1958 en que el vertedor descargó por primera vez con un caudal de 785 m<sup>3</sup>/s, el agua provocó una socavación de importancia en los materiales basálticos fracturados e intemperizados que se encontraban aguas abajo del revestimiento por lo que se construyó el tanque amortiguador para dar seguridad a la obra.

Para disipar la energía del chorro de agua que arroja la válvula de mariposa del túnel 2, se diseñó una estructura de barras horizontales localizadas a la salida del túnel, que constituye un tipo *sui generis* de amortiguador, y que después de varias modificaciones trabaja satisfactoriamente.

No se han observado desperfectos en las válvulas de emergencia y de operación de los túneles. Al pie de la descarga de la válvula de aguja del túnel 1 el gran chorro provocó desde los primeros años de socavación del orden de 15 m de profundidad que se ha vigilado y protegido.

Después de 27 años de funcionamiento (1976), la capacidad del vaso disminuyó en unos 113 millones de m<sup>3</sup> debido al depósito de azolves, por lo que la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos proyectó restituir la capacidad perdida y al mismo tiempo mejorar las condiciones de control de avenidas, mediante la sobrelevación de la presa en unos 5m y convirtiendo al vertedor originalmente diseñado de cresta libre en uno de compuertas que permita controlar las crecientes a un caudal tal que no produzca daños aguas abajo de la presa Solís.

## **IV.2. Planteamiento del problema**

El método propuesto en el presente trabajo se aplica a la presa Solís como ejemplo del análisis del mecanismo de la formación de una brecha en un bordo de tierra y la obtención del hidrograma de salida correspondiente a la falla. Se eligió esta presa por que se ajusta al tipo de estructuras al que esta dirigido el modelo, dado que, la cortina y el bordo son de tierra, condición esencial para la aplicación de esta metodología; finalmente, en caso de falla por desbordamiento los gastos de salida se reúnen en el cauce del río.

Se aplica el procedimiento con base en lo anterior y las siguientes consideraciones adicionales:

- Los datos de la presa Solís que fueron empleados en el presente modelo corresponden al diseño inicial.
- La corona de la cortina jamás es rebasada por el agua, por lo que el análisis se circunscribe al Dique San Cayetano, cuya corona se considera en la elevación 1893.7 msnm, 3 m abajo de la corona de la cortina; con lo que se “provocó” el desbordamiento por el bordo.
- El avance de la brecha se calcula para el caso hipotético de que la sección transversal del bordo es constante e igual a la sección media del bordo.
- Se considera que la chapa de enrocamiento no contribuye en la resistencia a la erosión del bordo, la cual solo es función del flujo y de la resistencia del suelo arcilloso.

De este modo se aplicó el procedimiento de calculo propuesto para definir el avance de la brecha, los hidrogramas de salida por el bordo, la brecha y el vertedor; así como las variaciones de volumen y elevación del agua en el embalse.

### ***IV.2.1. Datos empleados***

#### ***Características del embalse***

La curva elevaciones - capacidades se interpreta de los datos de las características del embalse, tales como, su capacidad de azolves, volumen útil y de superalmacenamiento.

Se completa la curva por medio de la medición de áreas en el plano de la región correspondiente.

### *Avenida mayorada*

El procedimiento para determinar la avenida mayorada que se emplea en este trabajo toma en cuenta dos datos que son:

- La avenida de diseño de la presa cuyo gasto de pico ( $Q_d$ ) es de  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$
- El hidrograma de la avenida máxima histórica cuyo gasto de pico ( $Q_h$ ) fue de  $1287 \text{ m}^3/\text{s}$  el cual se registró el 12 de septiembre de 1958.

Se obtiene un factor de mayoración ( $f$ ) a partir de la relación  $Q_d/Q_h$

$$f = Q_d/Q_h = 1.71 \quad (4.1)$$

El periodo del hidrograma comprende del 1° de septiembre al 31 de octubre de 1958. Los registros de los gastos medios diarios correspondientes al periodo antes señalado se multiplican por el factor ( $f$ ), dando por resultado la avenida mayorada.

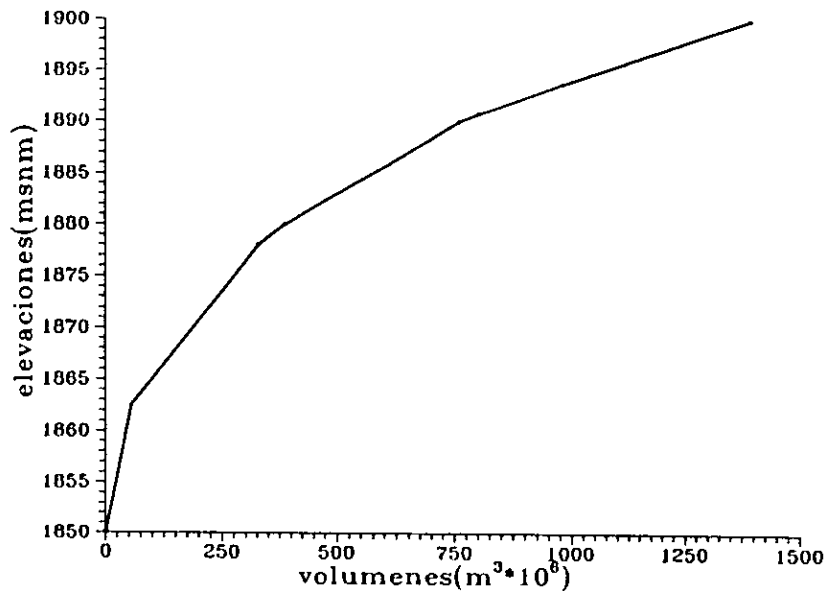


Fig.4.4. Curva elevaciones capacidades

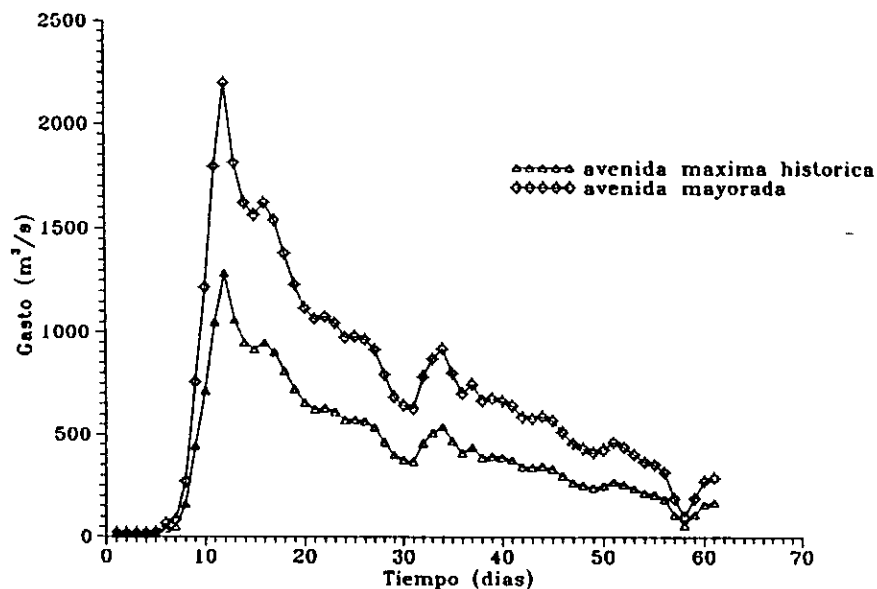


Fig 4.5. Hidrograma de la avenida mayorada

### *Incrementos del tiempo*

Dado que el fenómeno de la formación de una brecha se desarrolla aceleradamente, para realizar su análisis de la manera iterativa que se propone en este trabajo se deben emplear incrementos de tiempo pequeños. Así se propone analizar el llenado de la presa a partir de las condiciones iniciales considerando un  $\Delta t_1 = 3$  hr, que corresponde a la mitad del incremento para un tránsito de avenidas común. A partir de un  $\Delta t_1$  antes de que desborde, se propone un  $\Delta t_2$  menor que permita dar un seguimiento más preciso al desarrollo de la brecha. Se emplea un  $\Delta t_2 = 1$  minuto. En ambos casos es posible modificar los  $\Delta t$  de acuerdo a los criterios que se consideren convenientes.

### IV.2.2. Análisis de sensibilidad

#### *Características del suelo*

Dado que no es fácil obtener de manera directa los datos que se requieren en esta modelación a partir de los datos con los que se cuenta, se establecen tres diferentes valores de resistencia del suelo a la erosión ( $\tau_c$ ).

- $\tau_c=0.06 \text{ kg/m}^2$ , suelo muy poco resistente a la erosión
- $\tau_c=0.20 \text{ kg/m}^2$ , suelo susceptible a la erosión
- $\tau_c=0.38 \text{ kg/m}^2$ , suelo resistente erosión

De acuerdo con Sotelo (1990), se supone el coeficiente de fricción según Manning para este tipo de material aproximadamente  $n=0.03$  (suelo rugoso en secciones irregulares)

### ***Geometría de la brecha***

La geometría de la brecha es, tal vez, el parámetro que conlleva la mayor incertidumbre, la cual se debe a muchas circunstancias. Así por ejemplo, no es posible ubicar *a priori* el punto sobre el bordo donde se inicia el desbordamiento, el que a su vez denotaría el punto de inicio de la brecha. Se puede suponer que este punto se presenta donde, entre otras circunstancias, se tiene la sección transversal máxima del bordo, debido a que es la más susceptible a los hundimientos por consolidación del suelo del que esta constituido el bordo.

Con base en los datos estadísticos de Singh y Scarlatos (1988) descritos en el capítulo 2, las proporciones medias de una brecha son  $B/b=1.29$ ,  $B/d=3$  y  $k=3$ , en el mismo artículo se comenta también que  $B$  y  $b$  son inversamente proporcionales a la altura de la presa o bordo que se analice mientras que  $d$  es directamente proporcional. No es posible establecer *a priori* la magnitud de ninguna de las variables, ni que las proporciones de Singh y Scarlatos se mantengan para todas las estructuras que se desee analizar; para fines de este análisis se supondrá un ancho de plantilla de la brecha y un talud constantes para cada caso; así entonces, aquí se proponen 3 anchos de brecha de brecha con un talud constante  $k=3$ .

- $b=10 \text{ m}$ , brecha de dimensiones sumamente pequeñas en comparación con la magnitud del bordo
- $b=100 \text{ m}$  intermedia.
- $b=1700 \text{ m}$ , brecha que prácticamente erosionaría todo el bordo.

### Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales permiten determinar las características necesarias para aplicar el modelo de análisis junto con los incrementos de tiempo. Para el caso de las características hidráulicas se consideró adecuado iniciar el tránsito de la avenida teniendo una elevación del agua en el vaso al NAMO, por lo que en el tiempo cero la salida por el vertedor es cero. La avenida con la que se modela comprende un período de dos meses (del 1° de septiembre al 31 de octubre de 1958 mayorada) dado que el proceso de vaciado aunque inicia de una manera sumamente intempestiva se torna lento con el transcurso del tiempo y por que los valores iniciales y finales de este intervalo son muy pequeños.

#### IV.2.3. Resultados obtenidos

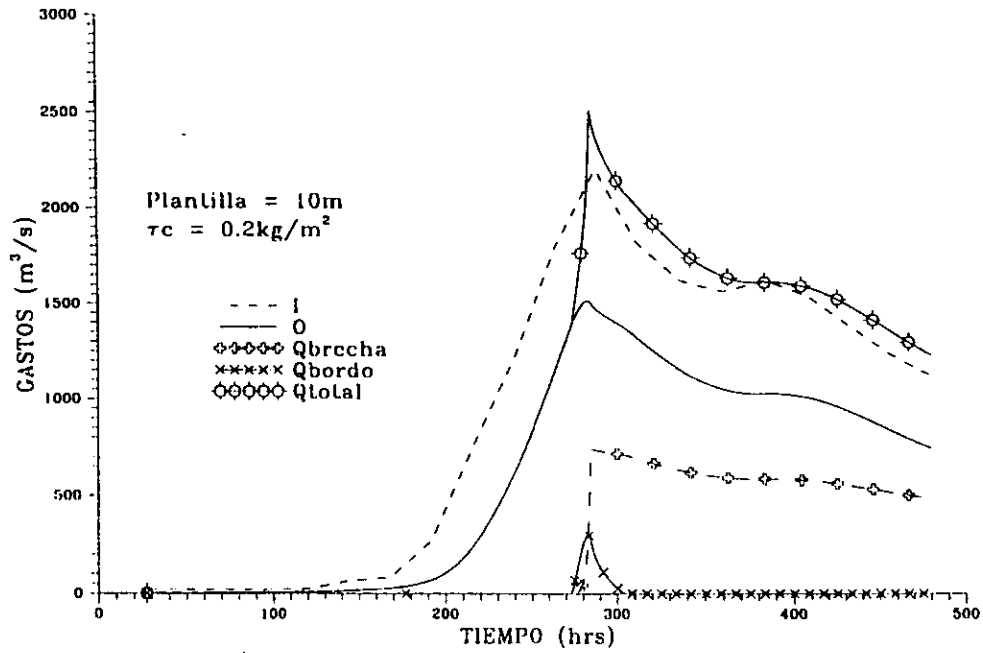
Se simuló la falla del dique San Cayetano para 10 condiciones distintas, 9 se han determinado como el resultado de la combinación de la ancho de la brecha ( $b$ ) y el esfuerzo cortante resistente del suelo a la erosión ( $\tau_c$ ) como se muestra en la **Tabla 4.1**

	$b=10$ m	$b=100$ m	$b=1700$ m
$\tau_c=0.06$ kg/m <sup>2</sup>	caso 1	caso 4	caso 7
$\tau_c=0.20$ kg/m <sup>2</sup>	caso 2	caso 5	caso 8
$\tau_c=0.38$ kg/m <sup>2</sup>	caso 3	caso 6	caso 9

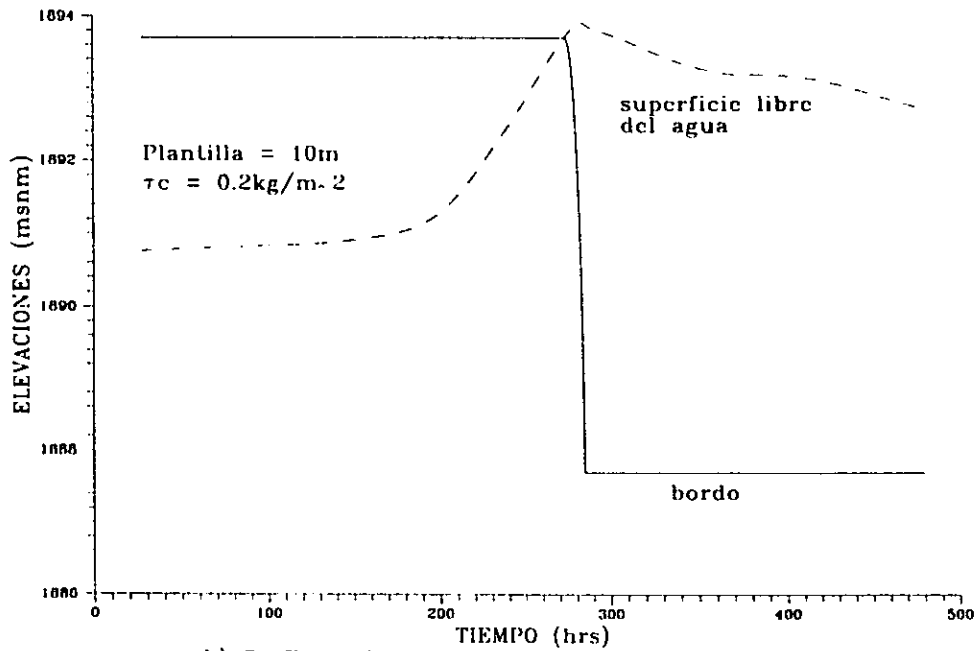
**Tabla 4.1.** Determinación de los casos analizados, producto de la combinación de características

y una más en la que se considera que el vertedor no existe o bien por considerar que las compuertas permanecen cerradas (caso 10).

En al **tabla 4.2** se resumen los principales resultados; en las **figuras 4.6.1 a 4.6.10** se observan los hidrogramas de vertido, así como, el desarrollo de la brecha.

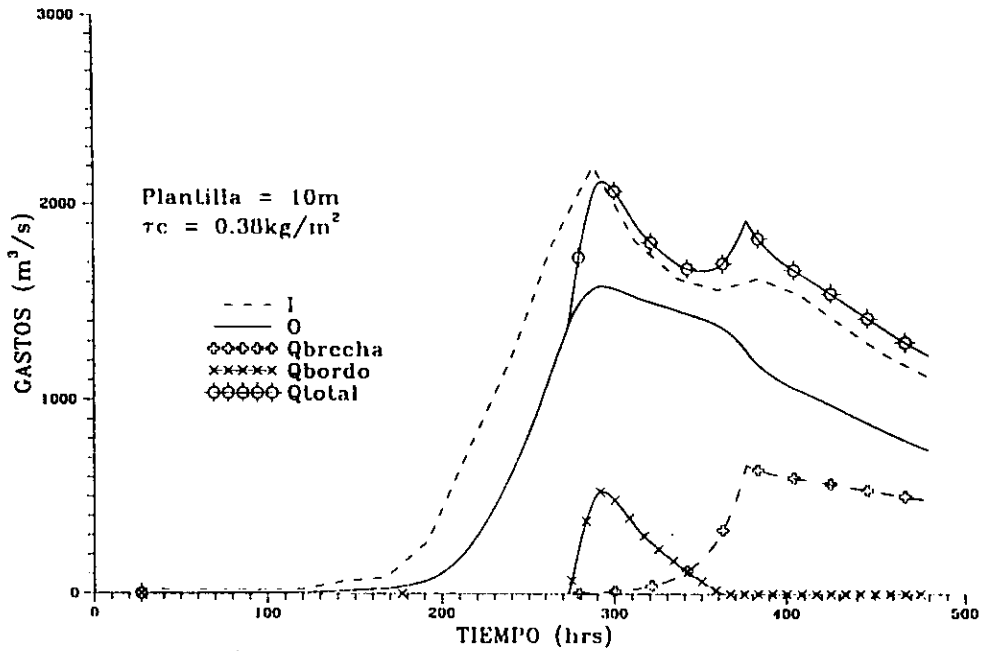


a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.

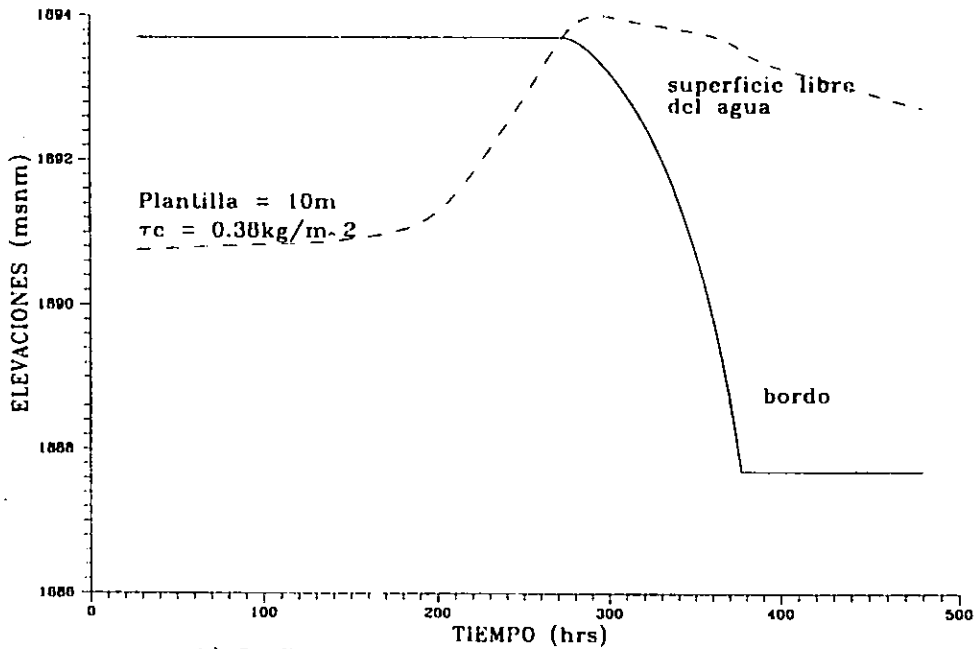


b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.2 caso 2

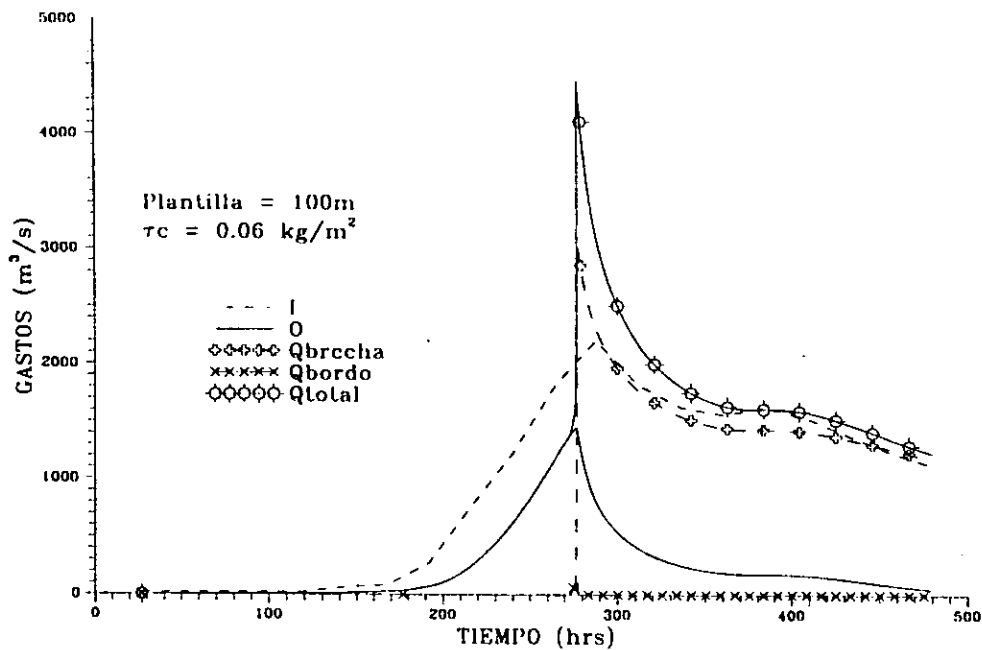




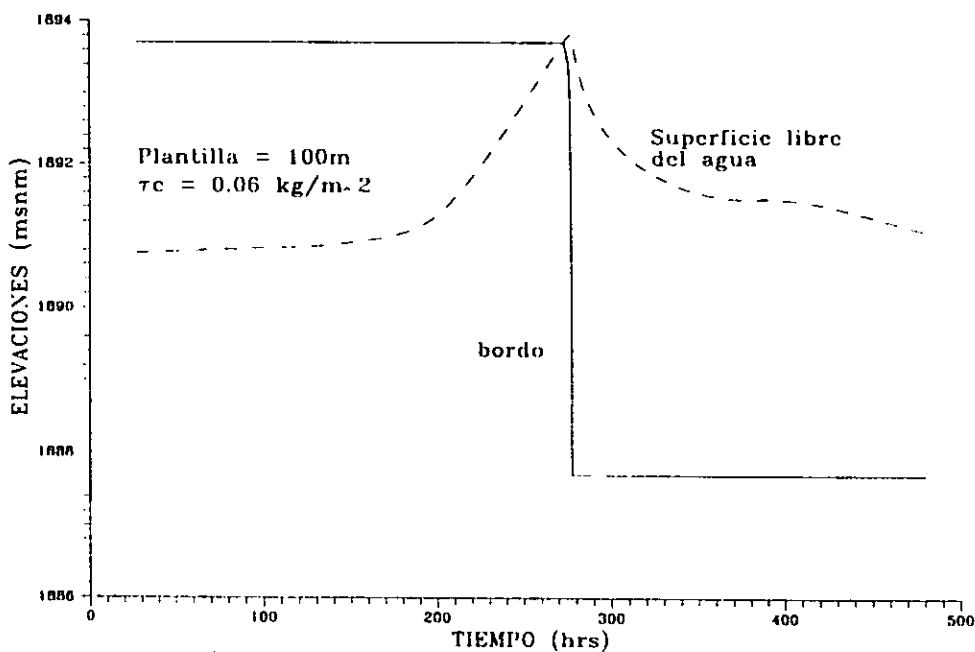
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



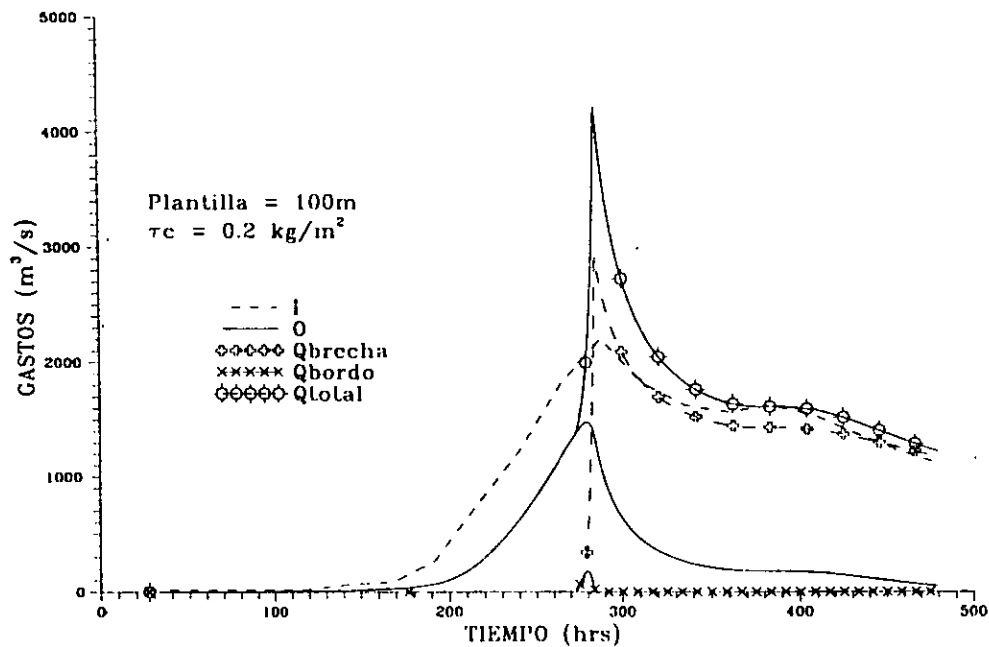
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - Licmpo  
 Figura 4.6.3 caso 3



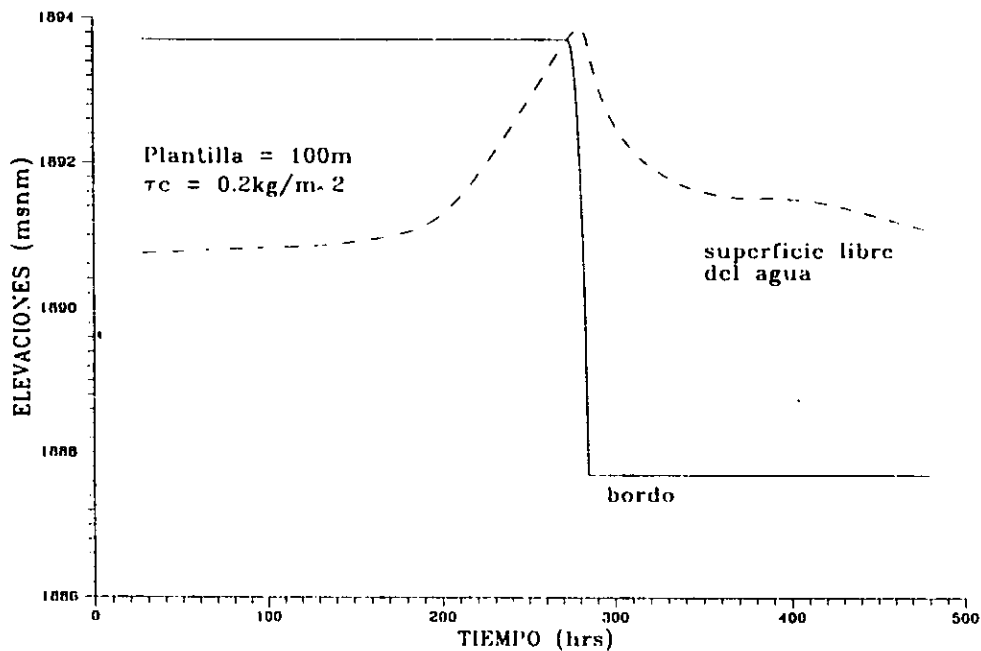
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



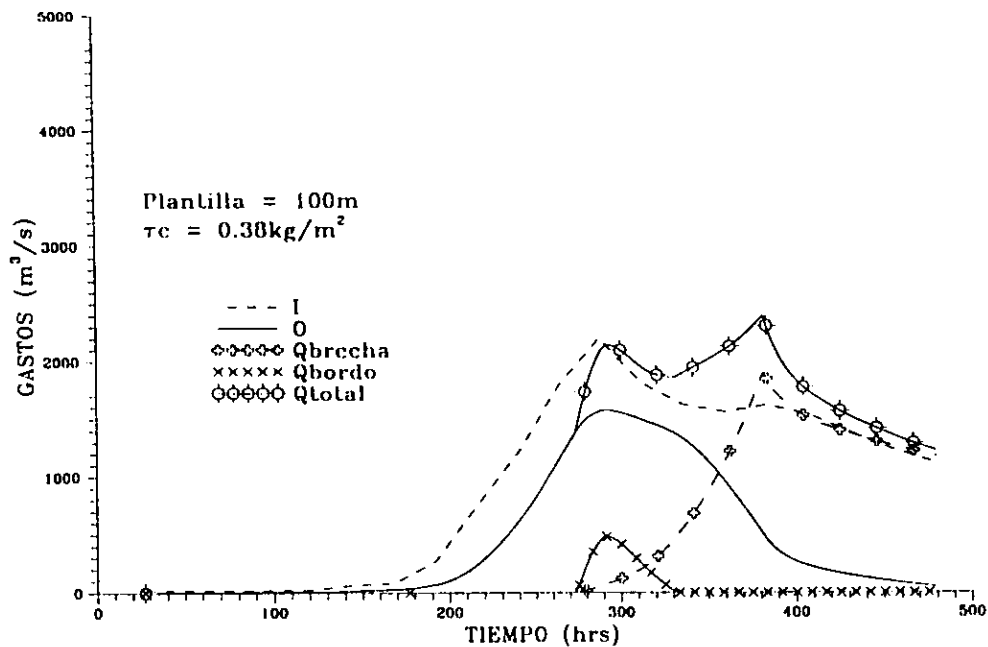
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - Tiempo  
 Figura 4.6.4 caso 4



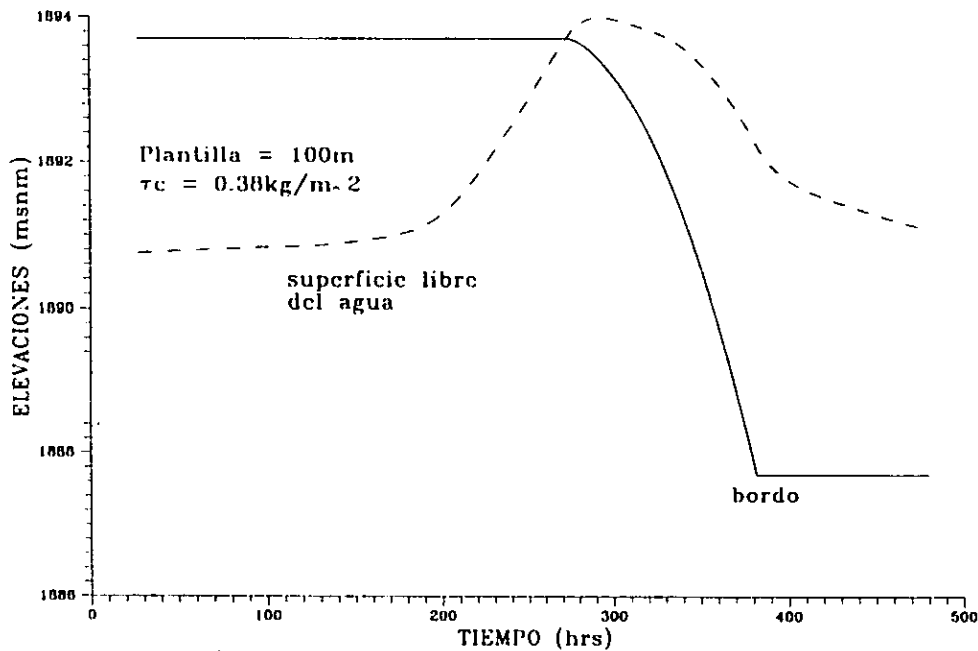
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



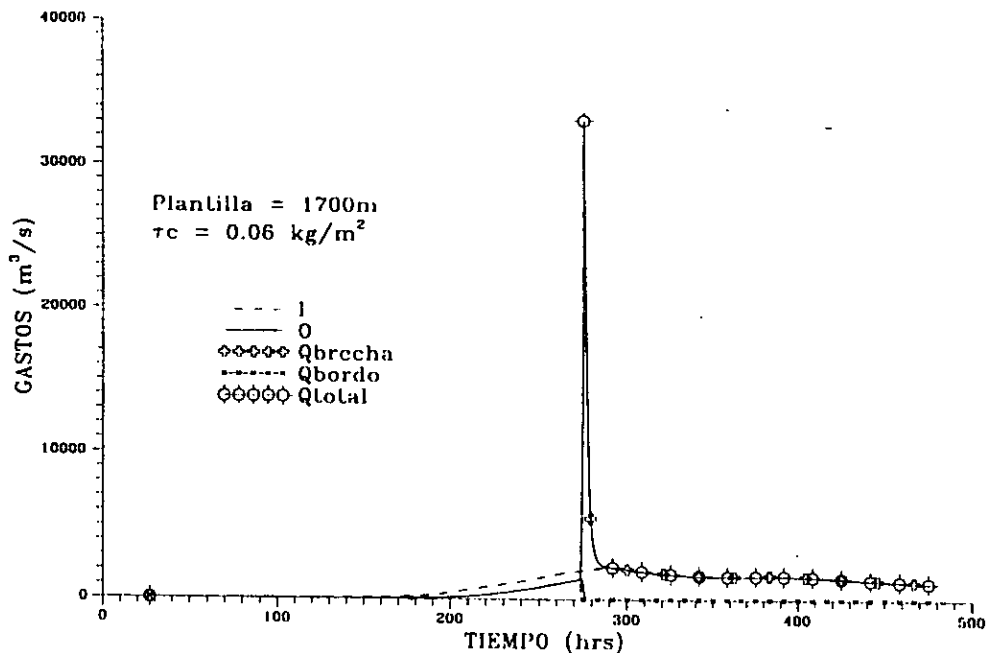
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.5 caso 5



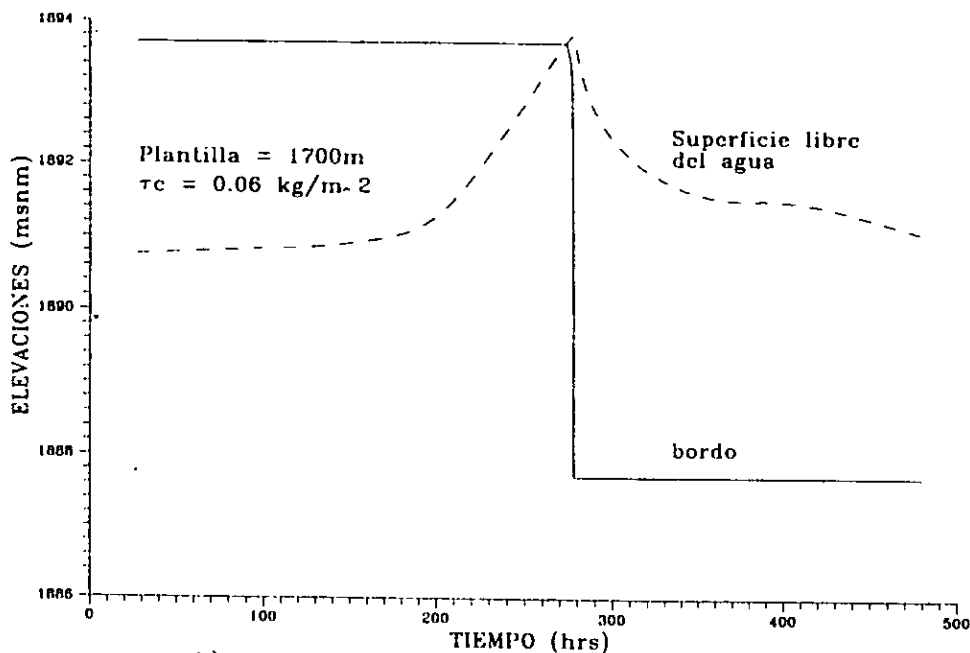
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



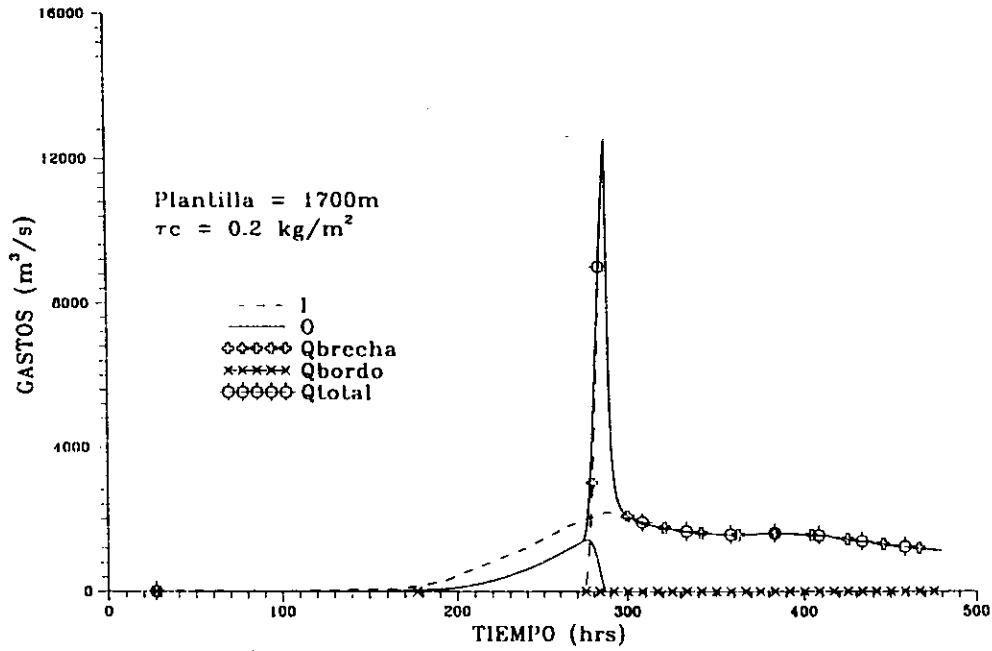
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.6 caso 6



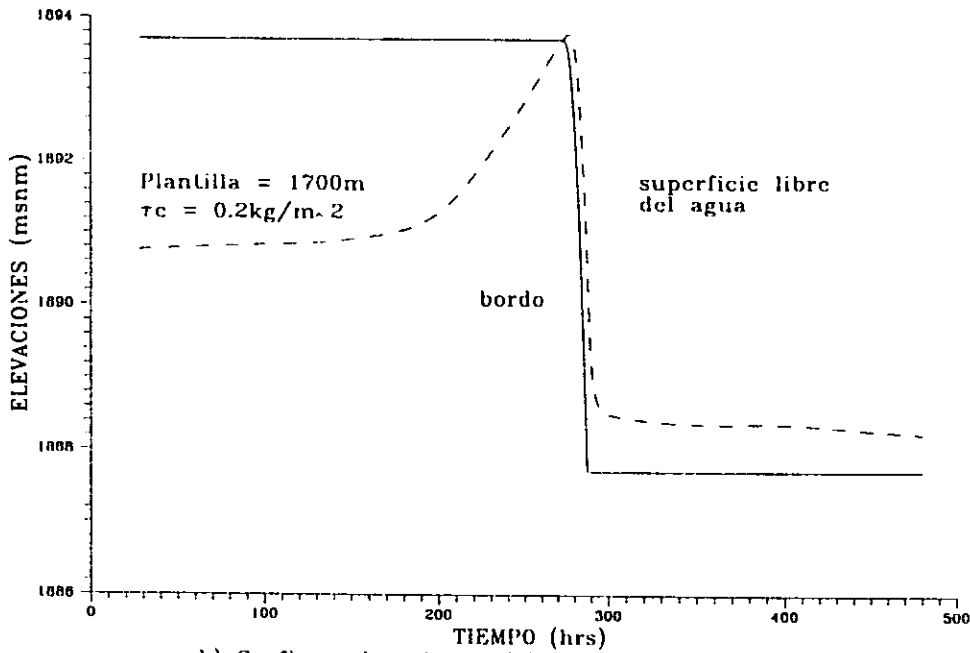
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



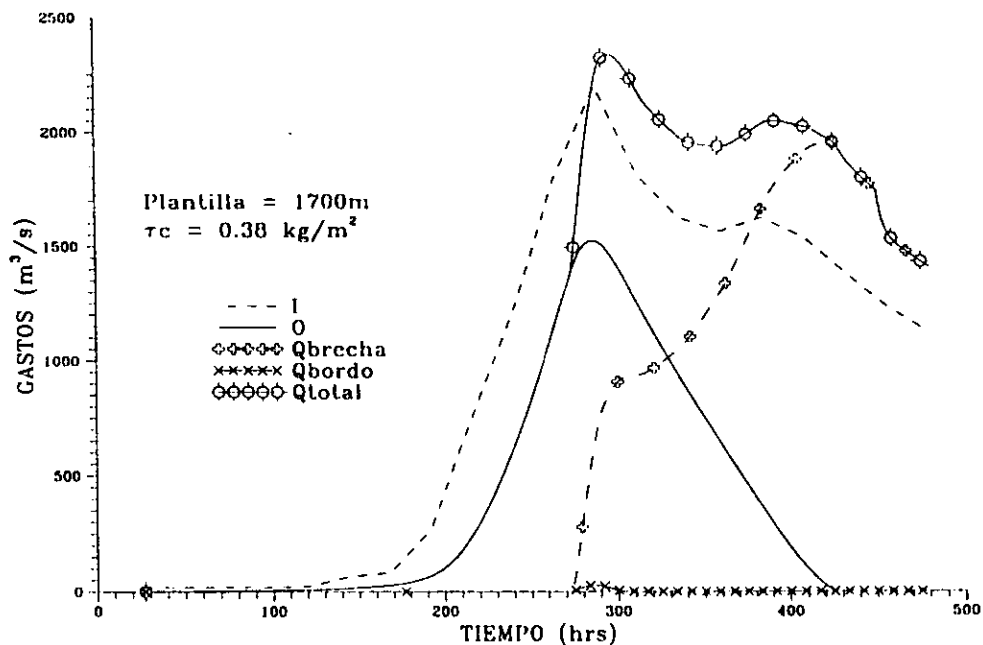
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 figura 4.6.7 caso 7



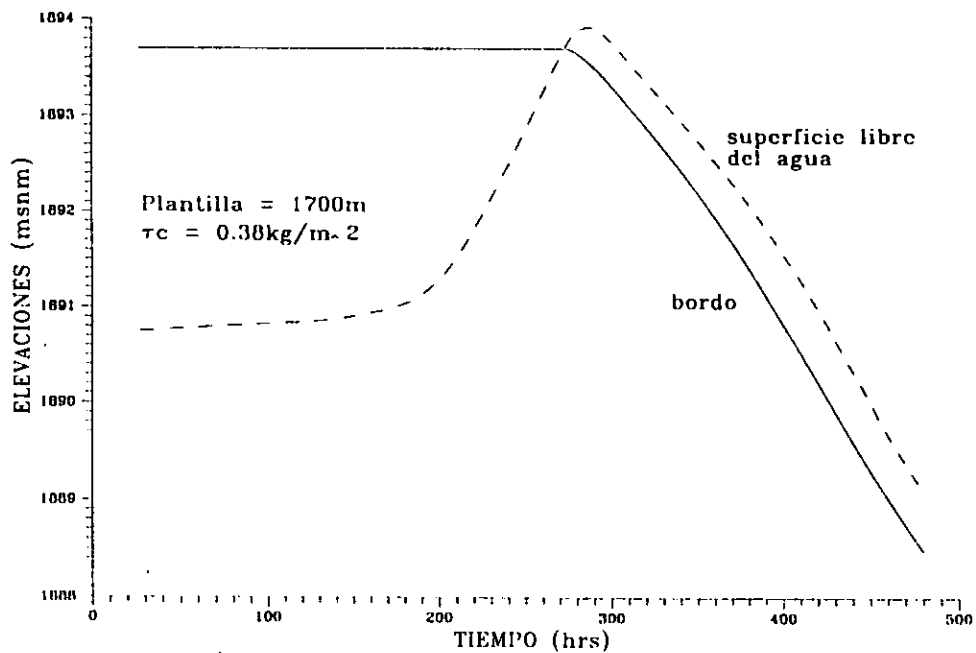
a) Hidrogramas de entrada y salida por el vertedor, el bordo y la brecha.



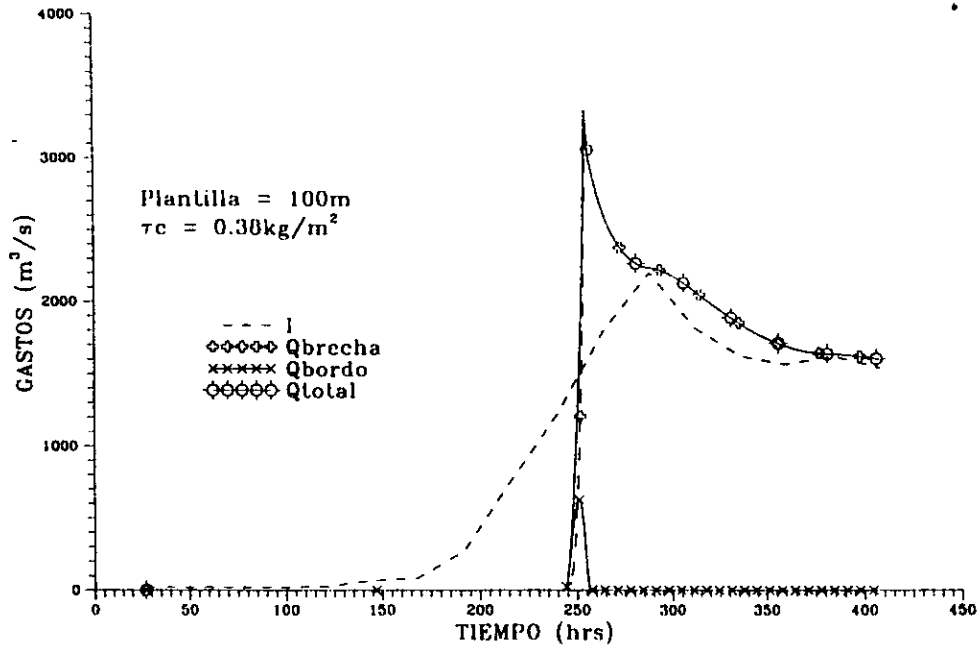
b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.8 caso 8



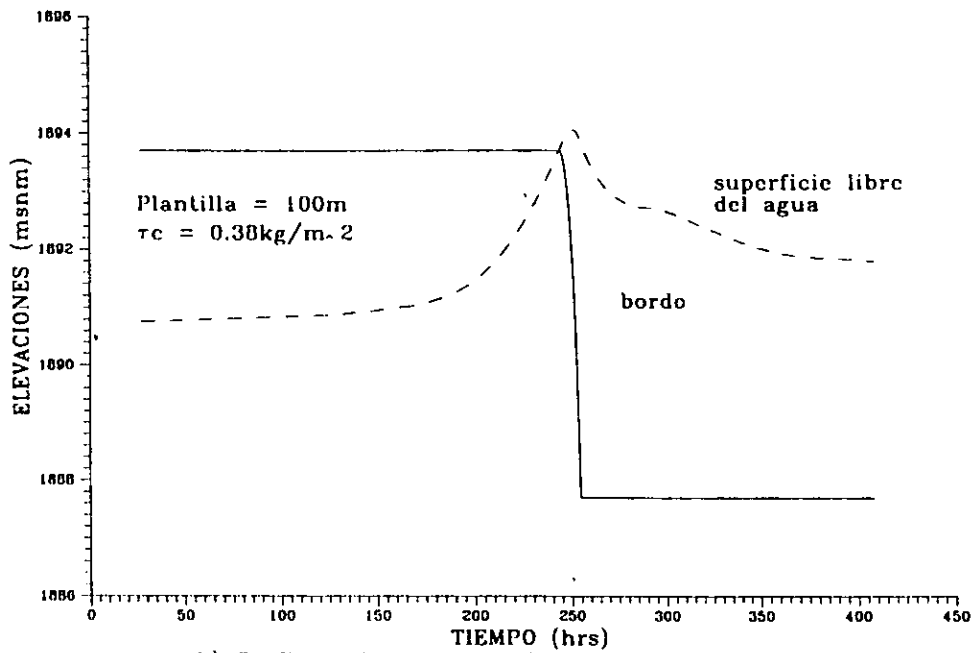
a) Hidrogramas de entrada y salida por el verledor, el bordo y la brecha.



b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.9 caso 9



a) Hidrogramas de entrada y salida por el el bordo y la brecha



b) Graficas elevaciones del agua y brecha - tiempo  
 Figura 4.6.10 caso 10



Tabla 4.2 Resumen de resultados del análisis de sensibilidad

Resultados, Figura No.

Características	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ancho de brecha ( $b$ )	10.00	10.00	10.00	100.00	100.00	100.00	1700.00	1700.00	1700.00	100.00
Esfuerzo crítico resistente a la erosión ( $\tau_c$ )	0.06	0.20	0.38	0.06	0.20	0.38	0.06	0.20	0.38	0.38
Esfuerzo actuante máximo ( $\tau_{a_{max}}$ )	39.26	31.19	28.81	21.96	21.54	18.21	19.38	12.89	5.65	22.12
Velocidad máxima del agua ( $Vb_{max}$ )	6.83	6.97	6.66	6.15	6.10	5.38	5.69	4.16	2.24	6.22
Tiempo en el que se inicia la brecha ( $t(b)$ )	273.00	273.00	273.00	272.83	272.83	272.83	272.83	273.00	273.00	244.00
Tiempo en que finaliza la brecha ( $t(fb)$ )	281.30	284.67	376.67	277.67	284.83	381.83	275.33	287.67	>480	254.67
Tiempo de desarrollo ( $t(db)$ )	8.30	11.67	103.67	4.83	12.00	109.00	2.30	14.67	>207.00	10.67
Elevación máxima del agua ( $H_{g_{max}}$ )	1893.89	1893.91	1894.00	1893.81	1893.85	1893.99	1893.72	1893.78	1893.92	1894.05
Gasto de pico por la brecha ( $Qb_{max}$ )	742.13	743.31	667.87	3023.01	2909.81	1897.27	37309.81	12538.83	1953.30	3118.12
Tiempo en el que se presenta ( $t(Qb_{max})$ )	281.67	284.67	376.67	277.67	284.83	381.83	275.17	287.50	422.50	254.67
Gasto de pico por el bordo ( $Qbo_{max}$ )	267.03	301.41	328.43	110.09	179.21	481.77	1.03	6.70	27.95	623.22
Tiempo en el que se presenta ( $t(Qbo_{max})$ )	281.17	282.83	292.83	276.83	279.67	292.00	273.67	276.33	286.33	251.00
Gasto pico por el vertedor ( $O_{max}$ )	1504.55	1516.18	1583.41	1445.35	1475.32	1577.25	1384.97	1427.22	1522.58	-
Tiempo en que se presenta ( $t(O_{max})$ )	281.17	283.00	292.83	276.83	279.67	292.00	273.67	276.33	286.33	-
Gasto pico total de salida ( $Q_{total_{max}}$ )	2492.86	2512.13	2120.53	4461.65	4212.42	2393.48	33122.14	12538.83	2334.54	3333.30
Tiempo en que se presenta ( $t(Q_{total_{max}})$ )	281.67	284.67	293.17	277.67	284.83	381.67	275.17	287.50	296.83	254.67
Relación $Q_{total}/I_{max}$	1.13	1.14	0.96	2.03	1.91	1.09	15.06	5.71	1.06	1.52
Relación $Qb_{max}/O_{max}$	0.49	0.49	0.42	2.09	1.97	1.20	23.33	8.80	1.28	-

### ***Comentarios y observaciones al conjunto de resultados***

Los suelos cuya resistencia a la erosión son  $\tau_c=0.06 \text{ kg/m}^2$  y  $\tau_c=0.2 \text{ kg/m}^2$  muestran características acorde con los estudios que se han publicado al respecto, mientras que una resistencia de  $\tau_c=0.38 \text{ kg/m}^2$  implica una muy buena calidad de los materiales y un proceso constructivo metódico.

### ***Características sobresalientes del resumen de resultados***

- **Tiempo en el que se inicia la brecha(*tib*)**

Se considera que el instante en que se inicia la brecha es aquel en el que simultáneamente se calcula un valor diferente de cero de gasto y esfuerzo cortante en la brecha.

- **Tiempo en finaliza la brecha(*tfb*)**

Es el instante en que el avance calculado de la erosión del bordo coincide con la elevación de la cimentación del bordo.

- **Tiempo de desarrollo(*tdb*)**

Es el lapso entre *tib* y *tfb*, es decir, es el período de desarrollo de la brecha

- **Elevación máxima del agua( $H_{\text{agua max}}$ )**

Es el valor máximo calculado de la elevación del agua según el tránsito de la avenida. La elevación del agua conlleva una gran importancia debido a que determina directamente la magnitud de los gastos por el vertedor, la brecha y el bordo.

- **Gasto de pico por la brecha( $Qb_{\text{max}}$ )**

Es el máximo valor calculado del hidrograma de salida por la brecha

- Tiempo en el que se presenta ( $tQb_{max}$ )  
Es el instante para el que se presenta el  $Qb_{max}$
- Gasto de pico por el bordo( $Qbo_{max}$ )  
Es el máximo valor calculado en el hidrograma de salida por el bordo
- Tiempo en el que se presenta ( $tQbo_{max}$ )  
Es el instante para el que se presenta el  $Qbo_{max}$
- Gasto de pico por el vertedor( $O_{max}$ )  
Es el máximo valor calculado en el hidrograma de salida por el vertedor
- Tiempo en el que se presenta ( $tO_{max}$ )  
Es el instante para el que se presenta el  $O_{max}$
- Gasto de pico total de salida( $Qtotal_{max}$ )  
Es el máximo valor de la suma de los valores calculados  
 $\Sigma(O_{max}, Qbo_{max} \text{ y } Qb_{max})$
- Tiempo en el que se presenta ( $tQtotal_{max}$ )  
Es el instante para el que se presenta el  $Qtotal_{max}$
- Relación  $Qtotal_{max}/I_{max}$   
Si esta relación es menor a uno nos indica que aún con la formación de la brecha la presa ejerce sobre la corriente un efecto de almacenamiento; si es mayor a uno conlleva un riesgo adicional por la liberación súbita del agua almacenada.

- Relación  $Qb_{max}/O_{max}$

Esta relación se obtiene para comparar cualitativamente la magnitud del gasto máximo por la brecha con el gasto máximo por el vertedor

- Esfuerzo crítico resistente a la erosión ( $\tau_c$ )

Junto con el ancho de brecha, el esfuerzo crítico resistente a la erosión es la característica que define las particularidades en cada caso.

- Velocidad máxima calculada ( $V_{max}$ )

Es el valor máximo calculado de la velocidad en la corriente que pasa a través de la brecha, característica íntimamente ligada con la tasa de erosión.

- Esfuerzo actuante máximo ( $\tau_{omax}$ )

Es el máximo valor calcula del esfuerzo cortante que provoca el flujo a través de la brecha.

### ***Observaciones generales del conjunto de resultados***

Analizando el resumen de resultados (tabla 4.2) se pueden observar algunas tendencias generales del comportamiento del fenómeno de la formación de una brecha en un bordo, como por ejemplo.

- El gasto máximo por la brecha ( $Qb_{max}$ ) se presenta simultáneamente con el instante en que la brecha alcanza las mayores dimensiones.
- Valores máximos de descarga por el vertedor ( $O_{max}$ ) y por el bordo ( $Qbo_{max}$ ) también tienden a la simultaneidad.

## **V. CONCLUSIONES**

El mecanismo de formación de una brecha es un fenómeno complejo que involucra muchos elementos, que van desde la geometría del bordo hasta las propiedades del material que lo constituye; el fenómeno es multifacético debido a la interacción agua - suelo y a la rapidez de su desarrollo. Por ello, para calcularlo se requiere de un modelo igualmente complejo y dinámico que tome en cuenta las condiciones particulares de presa. Este trabajo permite tomar en cuenta y ajustarse a algunas de estas particularidades.

Es importante realizar metódicamente los análisis de falla por desbordamiento; el modelo que aquí se propone toma esta idea como hipótesis básica, dando por resultado un procedimiento sistematizado de fácil aplicación.

Una falla por desbordamiento puede ser resultado de una o varias causas, como por ejemplo la escasa capacidad del vertedor de demasías, operación deficiente o problemas con las compuertas, evaluaciones erradas de los gastos pico, demoras durante su construcción o

## **Recomendaciones**

Del análisis químico se concluye que las arcillas montmoriloníticas, son las menos recomendables para construir estructuras de retención como presas o bordos. Se recomienda que se empleen arcillas caoliníticas o ilíticas, las cuales permiten estar del lado de la seguridad.

Dentro de las hipótesis que se refieren al punto de inicio de la brecha están entre otras, la que lo establece en el sitio donde se presentan los mayores hundimientos diferenciales de la estructura o donde se presentan grietas por tensión, ambas causas pueden ser minimizadas con un adecuado control de calidad en la construcción de la obra y su mantenimiento.

El control de calidad en el proceso constructivo aunado con el tipo del material del que está construida la estructura influyen de manera directa en la velocidad de desarrollo del brecha, por lo que es recomendable observar con sumo cuidado cada una y la combinación de estas características.

## Glosario

***Seguridad.***- Se refiere a la capacidad de la estructura, del embalse y de la zona aguas abajo, para comportarse satisfactoriamente durante la vida útil de la presa, relacionados con los aspectos ambientales, estructurales, operacionales e hidráulicos.

***Durabilidad.***- Se refiere a la resistencia a largo plazo de las obras frente a las condiciones ordinarias y las diferentes eventualidades. Se debe establecer el concepto de vida útil en función del costo de la estructura y su relación beneficio - costo. Dicha vida útil se fija normalmente en cincuenta años para las obras civiles y treinta para el equipo electromecánico.

***Incidente.***- Se define como cualquier falla en el comportamiento que puede afectar a corto o largo plazo la operación de la presa y que requiera algún trabajo de mantenimiento.

***Accidente.***- Es cualquier ocurrencia excepcional que perjudica el comportamiento de la presa que, de no controlarse podría causar una falla.

**Deteriora.-** Se precisa como la pérdida de la capacidad que una estructura tiene para comportarse satisfactoriamente a lo largo de su vida útil.

**Daño potencial.-** Conjunto de destrozos que se causarían de presentarse una falla.

**Riesgo potencial.-** Se explica usualmente en función de las consecuencias provocadas al ocurrir un accidente, independientemente de su probabilidad de ocurrencia, evaluándose las mismas en función de los requerimientos de evacuación, daño potencial y altura de la presa.

**Riesgo efectivo.-** Se ha determinado para varias disciplinas como la probabilidad de falla de un período definido, un año o la vida útil del proyecto; es el recíproco del tiempo esperado para que se presente la falla, el cual, está asociado al período de retorno, con el costo esperado de la falla y el valor actual de la falla; es decir, el producto de la probabilidad de falla y el valor monetario que implique su ocurrencia en el período analizado.

**Riesgo global de falla en las presas.-** Es el riesgo de falla de una presa ante la combinación de varios factores que pueden intervenir para que la misma se presente. Para analizar con detalle esta situación se requiere sin duda una gran cantidad de información y tiempo para efectuarla, por lo que tradicionalmente los análisis de riesgo se realizan considerando las principales causas de falla, de acuerdo al tipo de presa de que se analice.

**Falla.-** Se agrupan esencialmente en dos tipos (Yen y Ang 1971).

1. Involucra daños o cambios de la estructura, lo que la impide funcionar como es deseado.
2. Es la deficiencia en el comportamiento del sistema y aunque la estructura no se altera, el comportamiento límite de dicho sistema se excede y pueden esperarse consecuencias indeseables.

La falla en presas incluye daños físicos a la estructura de la cortina y estructuras adicionales. Puede traer como consecuencias pérdida de vidas, de propiedades o daños y cambios adversos al medio ambiente, aguas abajo de la presa.



El comportamiento satisfactorio de un sistema como el que forma una presa está gobernado por la demanda y suministro. Los eventos de la falla implican generalmente de cargas excesivas y debilidad en la resistencia de la estructura de la presa o posibles errores humanos.

***Incertidumbre***- Se define como la variabilidad de la función analizada en repetidas ocasiones, observaciones o estimaciones. Al tratar con incertidumbre en el diseño de estructuras hidráulicas Yen y Ang (1971) las clasifican en objetivas y subjetivas; las primeras son medibles o cuantificables (como las muestras de datos estadísticos y su correspondiente información probabilística). Las incertidumbres subjetivas son aquellas que intervienen para la estimación de los datos y deben manejarse con criterio; estas pueden provenir básicamente de las siguientes fuentes :

- a) Naturales. Se asocian a fluctuaciones espaciales inherentes al proceso natural.
- b) De modelación estructural. Refleja la incapacidad del sistema modelado con cierta técnica de diseño represente el comportamiento físico del fenómeno o del proceso.
- c) Las generadas por los propios datos que incluyen inseguridad y errores de medición, manejo inadecuado de datos y errores de transcripción.
- d) Las operacionales, debido básicamente a errores humanos, constructivos, de mantenimiento y por deterioro.

Hay dos criterios básicos que permiten evaluar el riesgo en falla de un sistema de ingeniería; uno es el seguimiento de fallas históricas en sistemas similares, el cual en muchas ocasiones puede no ser del todo aplicable por las diferentes condiciones entre el caso analizado y los históricos reportados. Otro criterio consiste en la simulación, donde se considera el comportamiento de los factores que intervienen en el fenómeno y la comprobación probabilística de éstos para estimar el riesgo de falla del sistema en conjunto. Este criterio debe de tomar en cuenta las incertidumbres mencionadas anteriormente, y al ser repetitivo permite tener una base de comparativa ante diversos esquemas de diseño o de modificaciones a las presas mencionadas anteriormente.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Numerical analysis of the Teton dam failure flood  
Ballofet, A.  
Journal of hydraulic research No. 4 1982
2. Predicción del corrimiento de márgenes cohesivas en ríos  
Berezowsky, M.  
Series del Instituto de Ingeniería No. 552  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
México 1992
3. Solución numérica de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado  
Berezowsky, M.  
Series del Instituto de Ingeniería No. 499  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
México 1986
4. Análisis numérico  
Burden, R.L.  
Grupo Editorial Iberoamérica  
México 1985

5. **Introducción al FORTRAN 77 y a la PC**  
Hammond, R.H.  
Mc Graw Hill  
México 1994
6. **Mecánica de suelos, Tomo I Fundamentos de la mecánica de suelos, 3ª edición**  
Juárez, E.  
Noriega  
México 1992
7. **Mecánica de suelos, Tomo II Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, 2ª edición**  
Juárez, E.  
Noriega  
México 1991
8. **FORTRAN 77 Lenguaje FORTRAN V**  
Lingnelet, P.  
Manuales de informática masson  
Masson  
España 1985
9. **Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia, A.2.12 Obras de desvío**  
Lozoya, J.  
Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas  
México 1983
10. **Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia**  
Marengo, H.  
Ingeniería hidráulica en México, Vol XI, Núm. 2, II Época mayo - agosto 1996  
México 1996
11. **Contribuciones de la mecánica de suelos al diseño y construcción de presas de tierra**  
Marsal, R.  
Secretaría de Recursos Hidráulicos  
México 1956
12. **Presas de tierra en México**  
Marsal, R.  
Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos  
México 1959
13. **Notas sobre los métodos de solución al tránsito de avenidas por un vaso de almacenamiento**  
Mejía, F.  
UNAM Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica,  
Departamento de Hidráulica  
México 1992

14. **Grandes presas de México**  
Secretaría de Recursos Hidráulicos y Comisión Federal de Electricidad  
México 1976
15. **Analysis of gradual Earth - dam failure**  
Sing, V.P.  
Journal of hydraulic engineering No. 1 Enero 1988
16. **Apuntes de hidráulica II**  
Sotelo, G.  
UNAM Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica,  
Departamento de Hidráulica  
México 1993
17. **Hidráulica General, Volumen 1 Fundamentos**  
Sotelo, G.  
Limusa  
México 1989
18. **Tirante crítico en canales compuestos**  
Sotelo, G.  
México 1996
19. **Water surface profiles in compound channel with multiplecritical depths**  
Sturm, T.W.  
Journal of hydraulic engineering, Diciembre 1996
20. **Diseño de presas pequeñas**  
U.S.B.R.  
Compañía editorial continental  
México 1967
21. **Presas de almacenamiento y derivación**  
Vega, O.  
DEPFI UNAM  
México 1981