



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

FLUJO AIRE-AGUA EN VERTEDORES

# TESIS

Para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Jesús Pedro Rosales Quiroz

D I R E C T O R:

Dr. Óscar Pozos Estrada



MÉXICO, D.F

Febrero, 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/058/12

Señor  
ROSALES QUIROZ JESÚS PEDRO  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

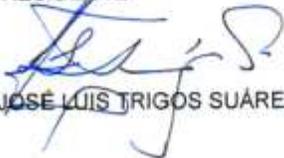
**"FLUJO AIRE-AGUA EN VERTEDORES"**

- INTRODUCCIÓN
- I. OBRA DE EXCEDENCIAS
- II. FLUJO AGUA-AIRE EN ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS
- III. CAVITACIÓN EN VERTEDORES
- IV. VERTEDORES ESCALONADOS
- 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 HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 27 de abril del 2012.  
EL PRESIDENTE

  
M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH\*gar.

## Agradecimientos

A:

*Dios, por cuidar de mi familia, por acompañarme, por fortalecerme en mente y espíritu, por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante toda la vida.*

*A mi madre, Por haberme apoyado en todo momento, por su constante dedicación hacia toda la familia, pero más que nada, por su cariño.*

*A mi padre, Por los ejemplos de valor, perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre. Por permanecer firme y digno en todo momento para que yo lograra fortalecerme, pero sobre todo, por su cariño.*

*A mi abuelo Pedro, por ser el pilar fundamental de toda mi familia, por su incondicional apoyo a través del tiempo, por demostrarme con su ejemplo que todo en la vida es posible con dedicación y trabajo, pero principalmente, por su cariño.*

*A mi hermana Guadalupe Claudia, por ser el principal apoyo y compañía durante la vida y durante mis estudios profesionales.*

*A mi hermana María Eugenia Judith, por inspirarme a ser siempre un mejor estudiante, hijo, y hermano.*

*A mi director de tesis Dr. Óscar Pozos Estrada, por darme la oportunidad de culminar con éxito mis estudios profesionales mediante esta tesis, pero principalmente, por su amistad.*

*A mis profesores, por guiarme intelectualmente para poder desarrollar mis habilidades como profesionista, por sus consejos y motivación constante, pero más que nada, por su amistad.*

*Finalmente, pero no menos importante a la Universidad Nacional Autónoma de México, por abrirme sus puertas, por todo el apoyo brindado durante mis estudios profesionales y por el esfuerzo que realiza para forjar profesionales de alto rendimiento y gran nobleza.*

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>I</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>II</b>
<b>CAPITULO 1. OBRA DE EXCEDENCIAS .....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Importancia de las obras de excedencia .....	1
1.3. Factores que determinan la elección de la obra de excedencia .....	2
1.3.1. Topografía del sitio .....	2
1.3.2. Geología del sitio .....	2
1.3.3. Tipo de cortina .....	2
1.3.4. Régimen de la corriente .....	2
1.3.5. Operación .....	2
1.3.6. Presupuesto .....	2
1.4. Componentes de la obra de excedencias .....	3
1.4.1. Canal de acceso o de llamada .....	3
1.4.2. Estructura de control .....	3
1.4.3. Conducto de descarga .....	4
1.4.4. Estructura terminal .....	4
1.4.5. Canal de desfogue o de salida .....	4
1.5. Clasificación de las obras de excedencias .....	6
1.5.1. Vertedores en caída libre .....	6
1.5.2. Vertedores con caída en rápida .....	8
1.5.3. Vertedores en abanico .....	8
1.5.4. Vertedores en canal .....	11
1.5.5. Vertedores de canal lateral .....	11
1.5.6. Vertedores de Pozo o Embudo .....	14
1.5.7. Vertedores de Túnel .....	16
1.5.8. Sifones vertedores .....	16
<b>CAPITULO 2. FLUJO AGUA-AIRE EN ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS .....</b>	<b>19</b>
2.1. Tipos generales de flujo aire-agua .....	19
2.2. Tipos de aireación y procesos de entrada de aire en estructuras hidráulicas .....	21
2.3. Efectos de arrastre de aire sobre el flujo de agua .....	28
2.4. Capacidad de transporte de aire .....	28
2.5. Parámetros para el flujo aire-agua en canales abiertos .....	30
2.6. Condiciones generales de control .....	31
2.7. Formación y transporte de burbujas de aire .....	33
2.8. Burbujas inducidas por el flujo de agua .....	41
<b>CAPITULO 3. CAVITACIÓN EN VERTEDORES .....</b>	<b>44</b>
3.1. Descripción del fenómeno .....	44
3.2. Cavitación en la superficie del vertedor .....	48
3.3. Aireación de zonas expuestas a la cavitación .....	50
3.4. Determinación del índice de cavitación local .....	61
3.5. Índice de cavitación incipiente .....	65
3.6. Ubicación de aereadores en rápidas de vertedores para evitar daños por cavitación .....	66
3.7. Ejemplo numérico .....	74

<b>CAPITULO</b>	<b>4. VERTEDORES ESCALONADOS. ....</b>	<b>77</b>
4.1.	Flujo en el vertedor de escalón en escalón. ....	77
4.2.	Flujo rasante sobre los escalones. ....	80
4.3.	Transición del cambio del flujo escalón por escalón a flujo rasante.....	82
4.4.	Zona de transición. ....	87
4.5.	Zona de flujo completamente desarrollado.....	90
<b>CAPITULO</b>	<b>5. CONCLUSIONES.....</b>	<b>95</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>.....</b>	<b>96</b>

## INTRODUCCIÓN

La obra de excedencias en una presa de almacenamiento es un elemento muy importante pues protege la cortina, obra de toma y demás estructuras de los escurrimientos extraordinarios que pueden causar el desbordamiento de la presa o la inundación de las zonas adyacentes por el llenado del embalse a un nivel no deseado.

En las obras de excedencia es común que se presenten flujos de alta velocidad aumentando con ello la probabilidad de que se presenten problemas de cavitación. Para prevenir los problemas de erosión por cavitación, existen tres métodos posibles. El primero de ellos es evitar al máximo los malos acabados de la superficie de concreto con el fin de evitar zonas de baja presión; sin embargo cuando se refiere al acabado de superficies sometidas a flujos de alta velocidad las especificaciones se hacen más exigentes y por consiguiente más difíciles de cumplir. El segundo método es utilizar materiales resistentes a las altas presiones como a) Concreto reforzado con fibra (FRC); b) Concreto impregnado con polímero (PIC); c) Concreto con cemento Portland polimerizado (PPCC); d) Acabados metálicos en las superficies; y e) Coberturas flexibles de poliuretano y neopreno. Estas soluciones son difíciles de implementar, especialmente si el proyecto se encuentra en zonas alejadas de centros industrializados. El tercer método es airear artificialmente el flujo, para lo cual es fundamental entender la interacción entre el flujo de aire y agua en una obra de excedencias.

Una forma de inducir la aireación en obras de excedencia es con los denominados dispositivos aireadores, que son estructuras construidas en la superficie del conducto de descarga y conectadas a una obra de toma de aire que inducen la inclusión de aire en el flujo. El funcionamiento de un aireador ha sido ampliamente estudiado y su mejor descripción ha sido propuesta por Volkart P. y Rutchmann (1984). Ahora bien, para el diseño o revisión de obras ya construidas se han desarrollado métodos de predicción que permiten saber si la obra es susceptible a daños por cavitación. De los métodos de predicción más prácticos para predecir en que zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas destaca el de Echávez (1979).

Sin embargo los aireadores no son la única manera de inducir la aireación en el flujo sobre un vertedor. En las últimas décadas, se ha incrementado el interés por los vertedores escalonados en diversos laboratorios alrededor del mundo. Esto se debe, en parte, por los avances técnicos en la construcción de presas. Otra de las razones es que este tipo de vertedores aumenta de manera considerable la resistencia al flujo y la disipación de energía logrando así suprimir o reducir el tamaño de las estructuras terminales.

## Objetivos

El presente documento tiene como objetivo presentar:

1. Las formas de arrastre de aire en las estructuras hidráulicas de acuerdo con Wood (1991).
2. El fenómeno de cavitación al cual las obras de excedencia se ven expuestas.
3. El proceso de aireación natural e inducida que protegen las obras de excedencias contra cavitación.
4. El método de predicción de cavitación en obras de excedencias desarrollado por Echávez (1979) y ejemplificar dicho método.
5. Los tipos de flujo que se presentan en los vertedores escalonados.

## LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1.1 Componentes de la obra de excedencia.
- Fig. 1.2 Cimacio tipo Creager.
- Fig. 1.3 Mecanismos de control.
- Fig. 1.4 Estructuras terminales.
- Fig. 1.5 Vertedor de caída libre rectangular.
- Fig. 1.6 Cortina en arco de la Presa el Atazar en España (Foto obtenida de la página web de la Escuela de Ingeniería de Antioquia).
- Fig. 1.7 Vertedor de caída libre en cortinas de arco.
- Fig. 1.8 Perfiles de crestas en vertedores de caída libre.
- Fig. 1.9 Vertedor de la Presa Francisco I. Madero en Chihuahua (García, 2010).
- Fig. 1.10 Perfil de un vertedor con caída en rápida.
- Fig. 1.11 Proyección en planta de la estructura de control en un vertedor con caída en rápida.
- Fig. 1.12 Cortina de la Presa la Anchor en E.U (Foto obtenida de la página web de la Escuela de Ingeniería de Antioquia).
- Fig. 1.13 Cortina de la Presa Amistad en Acuña, Coahuila (González, 2008).
- Fig. 1.14 Vertedor en abanico de la Presa Cuevas Almanzora en España (Foto obtenida de WIKIPEDIA).
- Fig. 1.15 Componentes de un vertedor de abanico.
- Fig. 1.16 Proyección en perfil de un vertedor en abanico.
- Fig. 1.17 Ubicación en planta del vertedor en canal.
- Fig. 1.18 Componentes del vertedor en canal.
- Fig. 1.19 Presa Netzahualcóyotl en Chiapas (Foto obtenida de la página web de TURIMEXICO).
- Fig. 1.20 Vertedor de canal lateral que descarga a un túnel.
- Fig. 1.21 Componentes de un vertedor de canal lateral.
- Fig. 1.22 Vertedor en canal lateral de la presa José Antonio Alzate (Delgado, 2008).
- Fig. 1.23 Vista general de un vertedor de pozo o embudo.
- Fig. 1.24 Proyección en planta del cimacio colector de un vertedor en pozo o embudo.
- Fig. 1.25 Estructura de un vertedor de pozo o embudo.
- Fig. 1.26 Estructuras adicionales que permiten el acceso radial del flujo.
- Fig. 1.27 Vertedor de embudo de la presa Glory Hole en California (Foto obtenida de la página web de "Ingeniería en la red").
- Fig. 1.28 Componentes de un vertedor en túnel.
- Fig. 1.29 Presa Infiernillo en Michoacán (Foto obtenida del blog de Ingeniería y computación).
- Fig. 1.30 Vertedor en túnel de la presa Aldeadávila en España (Foto obtenida de Wikipedia).
- Fig. 1.31 Componentes de una obra de excedencias en Sifón.
- Fig. 1.32 Esquema del Sifón de la presa Spelga en el Reino Unido.
- Fig. 1.33 Sifón de la presa Spelga en el Reino Unido.
- Fig. 2.1 Entrada, transporte y salida de aire.

Fig. 2.2 Superficie de aireación en flujo con velocidad alta (Márquez, 2009).

Fig. 2.3 Entrada de aire local en configuraciones tipo inmersión-chorro.

Fig. 2.4 Entrada de aire en la inmersión de un chorro libre, (Chanson, 2002).

Fig. 2.5 Entrada de aire por chorro en soporte vertical causado por vórtices con ejes perpendiculares a la dirección del flujo, (Chanson, 2002).

Fig. 2.6 Entrada de aire en un salto hidráulico causado por vórtices con ejes perpendiculares a la dirección del flujo (Chanson, 1999).

Fig. 2.7 Entrada de aire local en configuraciones tipo superficie-cilíndrica.

Fig. 2.8 Sistema de suministro de aire de un dispositivo aireador.

Fig. 2.9 Entrada de aire en un dispositivo aireador (Chanson, 1987).

Fig. 2.10 Formación de vórtices por la apertura de las compuertas del vertedor de la central hidroeléctrica Yacyreta (Ramírez, 2011).

Fig. 2.11 Control de suministro de aire (modificada de Wood, 1991).

Fig. 2.12 Ejemplos de la distribución de tamaños de burbujas en flujo turbulento. Mediciones de Barczewski (1979) en una columna de burbujas a una elevación  $z$  y una distancia lateral  $x$  del eje de la columna.

Fig. 2.13 Diagrama de resistencia general para burbujas de gas en líquidos (modificada de Wood, 1991).

Fig. 2.14 Velocidad terminal de ascenso de la burbuja  $v_b$  de una sola burbuja de aire en un cuerpo extenso de agua (modificada de Haberman & Morton, 1954).

Fig. 2.15 Conjunto de burbujas de aire (Foto obtenida de la página web de OZONESOLUTIONS).

Fig. 2.16 Velocidad media de ascenso de un conjunto de burbujas en una columna de burbujas sobre un orificio.

Fig. 2.17 Velocidad media de ascenso de un conjunto de burbujas en una columna de burbujas sobre una fila de orificios.

Fig. 2.18 Efectos de la flotabilidad del aire en un campo de flujo en una estructura de caída (modificada de Kobus & Westrich, 1983).

Fig. 3.1 Presión de vaporización y diagrama de fases del agua.

Fig. 3.2 Resistencia a la tracción del agua.

Fig. 3.3 Núcleos de cavitación.

Fig. 3.4 Expansión de un núcleo de cavitación.

Fig. 3.5 Colapso de una burbuja.

Fig. 3.6 Colapso de una burbuja en presencia de un gradiente de presión.

Fig. 3.7 Colapso de una burbuja cerca de una frontera rígida.

Fig. 3.8 Colapso de una multitud de burbujas

Fig. 3.9 Formación de cavitación por efecto de la rugosidad local.

Fig. 3.10 Causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local.

Fig. 3.11 Pérdidas de concreto en peso debidas a cavitación, en función de la concentración de aire, (Peterka, 1965).

Fig. 3.12 Formas de arrastre de aire en un vertedor- Canyon Ferry Montana (Foto obtenida de la página web de montanafilm).

Fig. 3.13 Estructura vertical de un flujo en un canal abierto.

Fig. 3.14 Estructura longitudinal de un flujo en un canal abierto.

- Fig. 3.15 Variables del método WES.
- Fig. 3.16 Variables del método de Keller y Rastogi.
- Fig. 3.17 Esquema de la capa límite turbulenta (Harleman).
- Fig. 3.18 Concentración de aire en la zona de equilibrio en función de la pendiente.
- Fig. 3.19 Dispositivos de aireación comunes.
- Fig. 3.20 Regiones de flujo para un aireador típico.
- Fig. 3.21. Variables para la obtención de  $h_p$
- Fig. 3.22 Variación de  $h_v$  con la temperatura.
- Fig.3.23 Relación entre  $n$  y  $k$  para radios hidráulicos,  $R_h$ , comprendidos entre 0.5 y 4.0 m.
- Fig. 3.24 Índice de cavitación incipiente para diferentes tipos y tamaños de rugosidad.
- Fig.3.25 Distribución de velocidades en la sección transversal.
- Fig. 3.26 Distribución de velocidades horizontales y verticales.
- Fig. 3.27 Distribución de burbujas de aire.
- Fig. 3.28 Volumen de control.
- Fig. 3.29 Datos del ejemplo.
- Fig. 4.1 Tipos de flujo escalón en escalón
- Fig. 4.2 Régimen en el flujo saltante NA1 y NA2.
- Fig. 4.3 Flujo en un escalón.
- Fig. 4.4 Flujo rasante sobre un vertedor escalonado.
- Fig. 4.5 Tipos de flujo rasante.
- Fig. 4.6 Límite del flujo escalón en escalón, para diversas inclinaciones de la huella de los escalones.
- Fig.4.7 Nivel de agua alcanzados sobre la rápida donde  $Rp = \frac{y}{\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}}$  y  $Nv = \frac{q^2}{gh^3}$ .
- Fig. 4.8. Implicación de asumir la igualdad (4.15), en Chanson (1996).
- Fig. 4.9 Deflexión de la lámina de agua.
- Fig. 4.10 Gráfico general para el diseño de un vertedor escalonado. Obtenido de los ensayos referidos a la presa de M'Bali en la República Centroafricana (Bindo et al. (1993)).
- Fig. 4.11: Transición entre umbral y la rápida escalonada (Mateos y Elviro (1995)).
- Fig. 4.12 Regiones en la rápida del flujo rasante.

## LISTA DE TABLAS

- Tabla 3.1. Valores de  $k$  para diversos materiales.
- Tabla 3.2. Índices de cavitación incipiente Echávez (1979).
- Tabla 3.3. Resultados del ejercicio.
- Tabla 4.1. Caudales de cambio de régimen obtenidos por los diversos autores, según Chanson (1994).
- Tabla 4.2 Diseños del perfil de transición al paramento escalonado.

## LISTA DE SIMBOLOS

$c_a$	%	concentración de aire
$c_d$	-	coeficiente de arrastre (coeficiente de resistencia)
$c_{pe}$	-	coeficiente de presión
<b>D, d</b>	m	diámetro
$d_b$	m	diámetro de burbuja equivalente (esfera de igual volumen)
$d_o$	m	diámetro de orificio
$F_B$	N	fuerza de flotabilidad
$F(v_b)$	N	Fuerza de resistencia a la velocidad de deslizamiento
<b>Fr</b>	-	numero de Froude
$g$	m/s <sup>2</sup>	aceleración gravitacional
$h$	m	altura de caída
$h_p$	m	profundidad de penetración
$l_w$	m	longitud de referencia
$\Delta l$	m	espacio entre orificios
$\Delta L$	m	distancia horizontal entre orificio y burbujas de aire en la superficie del agua
$M_{w,z}$	N	momento vertical del flujo
<b>P</b>	Pa	presión
$p_e$	Pa	presión subatmosferica
$\Delta p_e$	Pa	diferencia de presión
$p_{atm}$	Pa	presión atmosférica
$Q_a$	m <sup>3</sup> /s	descarga de aire
$q_a$	m <sup>2</sup> /s	tasa de flujo especifica de aire por unidad de ancho
$Q_{ae}$	m <sup>3</sup> /s	tasa total de entrada de aire
$q_{ae}$	m <sup>2</sup> /s	tasa especifica de entrada de aire por unidad de ancho
$Q_{at}$	m <sup>3</sup> /s	tasa total de transporte de aire
$q_{at}$	m <sup>2</sup> /s	tasa especifica de transporte de aire por unidad de ancho
$Q_w$	m <sup>3</sup> /s	descarga de agua
$q_w$	m <sup>2</sup> /s	descarga especifica de agua por unidad de ancho
<b>Re</b>	-	numero de Reynolds
<b>Tu</b>	-	características de la turbulencia
$v_b$	m/s	velocidad de ascenso de la burbuja
$v_e$	m/s	velocidad en la línea de entrada de aire, velocidad de choque
$v_H$	m/s	velocidad de flujo cruzado
$v_t$	m/s	fluctuaciones turbulentas, (RMS)
$v'$	m/s	velocidad de fluctuación
$v_w$	m/s	velocidad del agua
<b>We</b>	-	numero de weber
<b>y</b>	m	profundidad del agua
$y_2$	m	flujo de salida de la profundidad del agua aguas abajo del salto hidráulico
$y_e$	m	profundidad del agua en el punto de entrada de aire, entrada de la profundidad del agua aguas arriba del salto hidráulico

Z	-	parámetro líquido Z
$\beta$	-	relación de descarga de aire para descarga de agua
$\beta_e$	-	entrada de aire relativa
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	peso específico del agua
$\rho_a$	kg/m <sup>3</sup>	densidad del aire
$\rho_w$	kg/m <sup>3</sup>	densidad del agua
$\mu_w$	kg/ms	viscosidad dinámica del agua
$\nu_w$	m <sup>2</sup> /s	viscosidad cinemática del agua
$\sigma_{wa}$	N/m	tensión superficial en la interfaz aire-agua

# **CAPITULO 1. OBRA DE EXCEDENCIAS**

## **1.1. Introducción.**

La obra de excedencias es una estructura que tiene como función principal evacuar los volúmenes de agua que exceden a los de aprovechamiento o de control en un almacenamiento y conducir tales volúmenes hasta el cauce del propio río aguas abajo

Para alcanzar su objetivo estas obras están constituidas de diferentes componentes; cada una de ellas involucra distintos problemas en su diseño, que dependen de las condiciones topográficas y geológicas del sitio, el diseño del vaso de almacenamiento, las necesidades de operación y servicio, los daños a otras estructuras o al sitio de descarga, pero esencialmente con su economía (Sotelo, 2008).

El objetivo de este capítulo es presentar de manera general los aspectos relacionados a las obras de excedencias, es decir, su importancia, la forma en la cual están constituidas, su clasificación, y finalmente las ventajas y desventajas propias de cada una de las configuraciones.

## **1.2. Importancia de las obras de excedencia.**

Una de las componentes más importantes de una presa es su obra de excedencias, esta estructura representa una parte importante del costo de la presa, pues en ocasiones llega a ser hasta el 60 % del costo total de ella (Echávez).

Muchas fallas ocurridas mundialmente han sido causadas por un diseño inadecuado de la obra de excedencias, debido principalmente a su insuficiencia hidráulica para dar paso a la avenida máxima de diseño, provocando el desbordamiento del flujo sobre la cortina.

En presa de tierra o tierra y enrocamiento, es de suma importancia que la capacidad de desagüe de la obra de excedencias sea amplia, ya que podrían destruirse si fueran rebasadas por el agua; por el contrario las presas de concreto pueden resistir un pequeño vertido por coronación (USB, 1987).

Además de tener suficiente capacidad, la obra de excedencias debe ser hidráulica y estructuralmente adecuada y con las descargas localizadas de manera que no erosionen el pie de la cortina u otras estructuras existentes aguas abajo (Torres, 1980).

Con el fin de aumentar la seguridad en ocasiones es necesaria la construcción de una obra de excedencia auxiliar para que pueda operar cuando la obra de excedencia principal requiera mantenimiento, o para que opere simultáneamente con la obra de excedencia principal en caso que se requiera.

### **1.3. Factores que determinan la elección de la obra de excedencia.**

Los factores más importantes que intervienen para la elección de la obra de excedencias son principalmente las condiciones topográficas y geológicas del sitio donde se alojara la obra de excedencias, el tipo de cortina, carácter del régimen de la corriente aprovechada, operación y presupuesto (SAGARPA, 2011). A continuación se describe brevemente cada uno de ellos:

#### **1.3.1. Topografía del sitio.**

Proporciona al proyectista una idea del tipo idóneo de estructura. Por ejemplo, un vertedor de canal lateral resulta muy apropiado para una boquilla angosta, sin embargo, para una boquilla amplia no resulta ventajoso.

#### **1.3.2. Geología del sitio.**

Determina la localización favorable de la cimentación de la estructura.

#### **1.3.3. Tipo de cortina.**

Generalmente en cortinas de concreto la obra de excedencias se localiza en el cuerpo de la cortina y en cortinas de tierra o tierra y enrocado, la obra de excedencias se localiza en uno de los extremos de la misma o en un puerto topográfico adecuado.

#### **1.3.4. Régimen de la corriente.**

Define en gran medida la posibilidad de una obra de excedencias auxiliar que trabajará en caso de avenidas con bajo periodo de retorno y otra estructura para avenidas con mayor periodo de retorno.

#### **1.3.5. Operación.**

Se refiere principalmente a la estructura de control más conveniente en función del tránsito de avenidas.

#### **1.3.6. Presupuesto.**

Optimizando los puntos anteriores, se llegara a definir la obra de control idónea, que no será siempre la más económica, por lo que es necesario realizar alternativas; con objeto de comparar costos y escoger finalmente la que se adecue mas para dichos fines, sin perder de vista la seguridad y eficiencia del sistema.

## 1.4. Componentes de la obra de excedencias.

La obra de excedencia está constituida de forma general por los siguientes elementos: canal de acceso o de llamada, estructura de control, conducto de descarga, estructura terminal y un canal de desfogue o salida (Sotelo, 2008) (Fig. 1.1), a continuación se describe cada uno de ellos.

### 1.4.1. Canal de acceso o de llamada.

Su función es conducir el agua desde el vaso de almacenamiento hasta la estructura de control.

### 1.4.2. Estructura de control.

Consiste en un cimacio, un orificio o una tubería que regula las descargas del vaso de almacenamiento. El cimacio tipo Creager es el más utilizado debido a su elevada eficiencia, está conformado de una pared gruesa cuyo perfil se diseña para ajustarse a la parte inferior de la vena líquida y puede descargar libremente o sumergido y estar controlado o no por compuertas (Fig. 1.2). Los mecanismos de control más comunes (Arreguín, 2000) son:

Plumas.

Son un conjunto de vigas que se colocan verticalmente sobre la cresta del vertedor, se apoyan en postes verticales anclados sobre la cresta misma. Una de sus desventajas es la dificultad de instalarlas y quitarlas cada vez que sea necesario.

Compuertas deslizantes.

Son compuertas generalmente rectangulares de acero colado que se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal, apoyadas sobre las pilas de los vertedores. (Fig. 1.3 a). Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero.

Compuertas radiales.

Están formadas por un sector cilíndrico de acero, apoyado en brazos radiales que transmiten el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo (Fig. 1.3 b)

#### 1.4.3. Conducto de descarga.

Su función es conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control hasta el cauce aguas abajo, esta estructura puede ser un canal a cielo abierto, conducto cerrado a través de la cortina o un túnel por las laderas. En esta estructura el flujo puede desarrollar grandes velocidades, por lo que aumenta el riesgo de daños por cavitación.

#### 1.4.4. Estructura terminal.

Son estructuras cuya función es disipar la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso a través del conducto de descarga. Si la roca del lecho del río es de buena calidad la estructura terminal puede ser una cubeta de lanzamiento, salto de esquí, deflector terminal o trampolín, de lo contrario debe construirse una cubeta disipadora o un tanque amortiguador (Fig. 1.4).

#### 1.4.5. Canal de desfogue o de salida.

Permiten conducir el flujo del agua al cauce del río sin producir remanso hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la propia estructura.

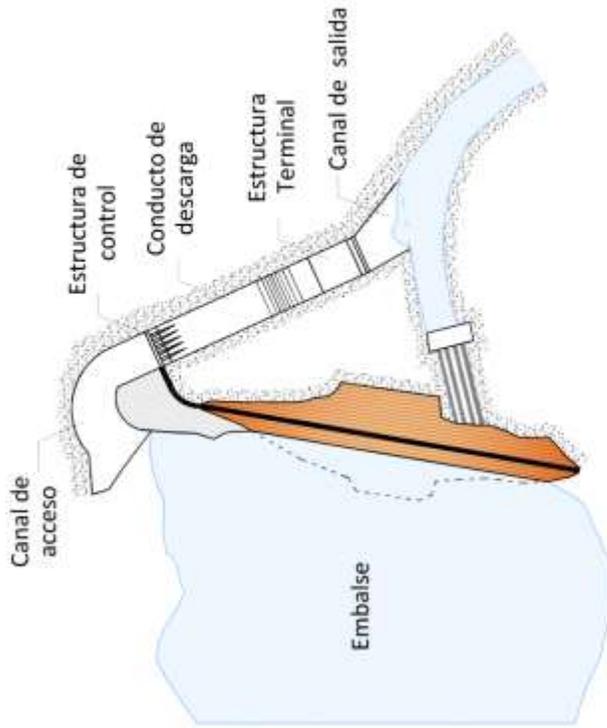
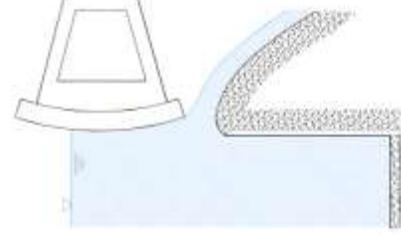


Fig. 1.1 Componentes de la obra de excedencia.

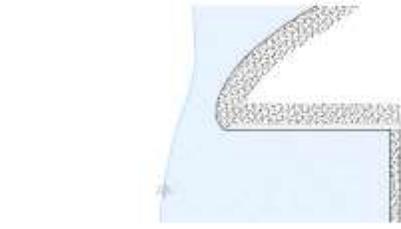


a) Compuertas deslizantes (Foto obtenida de la página web oficial de Equipos Industriales Thomas S.A.)  
 b) Compuertas radiales (Foto obtenida de la página web oficial de IMPSA)

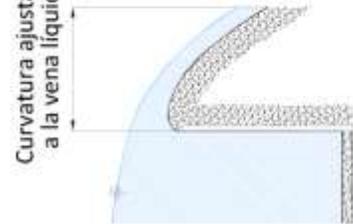
Fig. 1.3 Mecanismos de control.



c) Descarga controlada

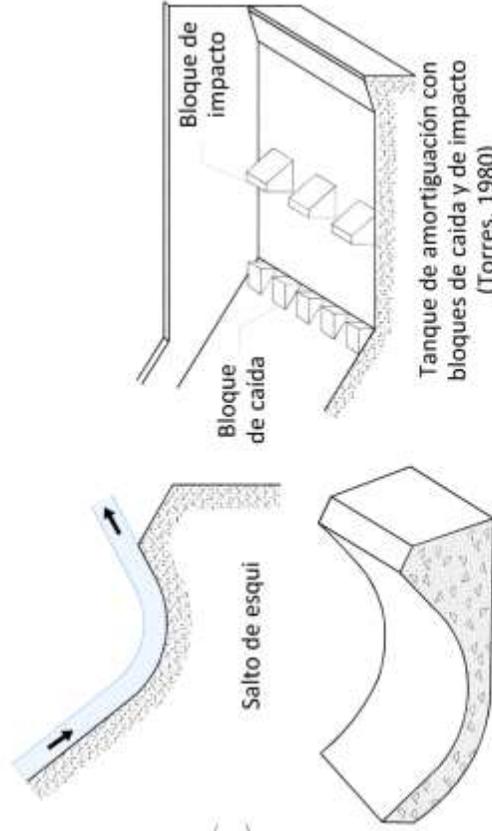


b) Sumergido



a) Descarga libre

Fig. 1.2 Cimacio tipo Creager.



Cubeta curva  
 lisa(Novak,2001)

Fig. 1.4 Estructuras Terminales.

## 1.5. Clasificación de las obras de excedencias.

Las obras de excedencias se pueden clasificar según su función, de acuerdo al tipo de descarga o al criterio hidráulico (Novak, 2001).

De acuerdo al criterio hidráulico las obras de excedencia se clasifican en:

- a) Vertedores de caída libre.
- b) Vertedores con caída en rápida.
- c) Vertedores en abanico.
- d) Vertedores en canal.
- e) Vertedores de canal lateral.
- f) Vertedores de pozo o embudo.
- g) Vertedores en túnel.
- h) Sifones vertedores.

A continuación se describen cada una de ellas.

### 1.5.1. Vertedores en caída libre.

Se caracterizan principalmente por no tener un conducto de descarga que dirija la vena líquida desde la cresta hasta el cauce (Fig. 1.5).

Son utilizados comúnmente al centro de cortinas en arco (Fig. 1.6) y constituyen una solución posible en caídas menores de 10 m cuando la roca en donde impacta el agua es de buena calidad (Torres, 1980) (Fig. 1.7).

Su cresta suele ser achaflanada de aristas vivas para medición de caudales (Mataix, 2006) (Fig. 1.8 a) o un pequeño cimacio acompañado de una cubeta de lanzamiento para control de nivel en almacenamientos (Fig. 1.8 b) en donde puede o no tener compuertas (Sotelo, 2008).

El vertedor de la presa Francisco I. Madero en Chihuahua es un ejemplo de este tipo de estructuras en México. (Torres, 1980) (Fig. 1.9)

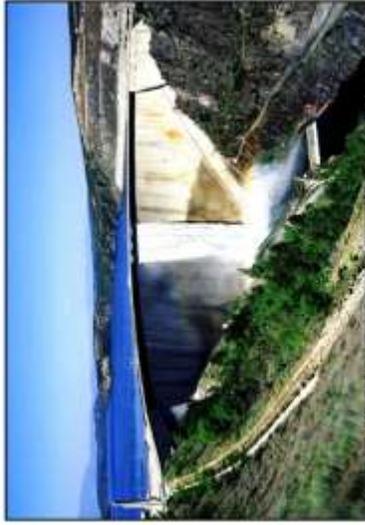


Fig. 1.6 Cortina en arco de la Presa el Atazar en España (Foto obtenida de la página web de la Escuela de Ingeniería de Antioquia ).



Fig. 1.9 Vertedor de la Presa Francisco I. Madero en Chihuahua (García, 2010).

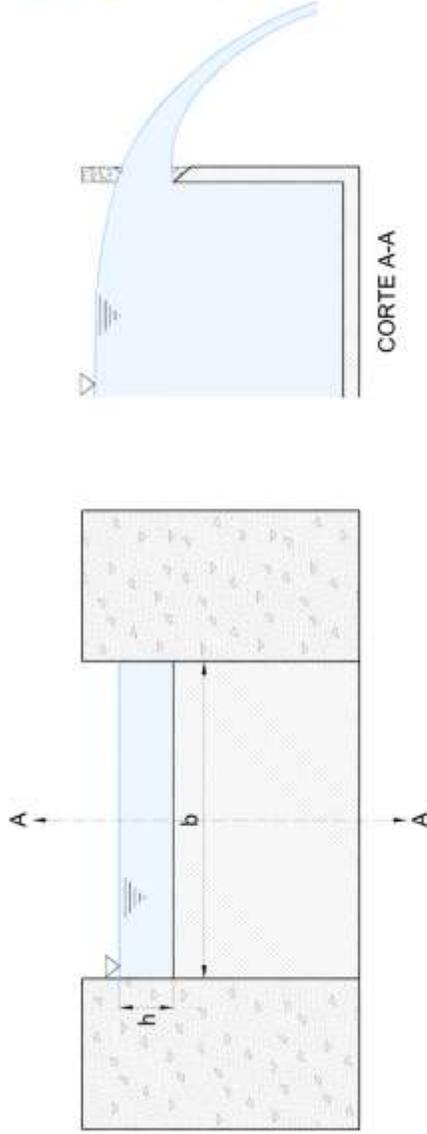


Fig. 1.5 Vertedor de caída libre rectangular.

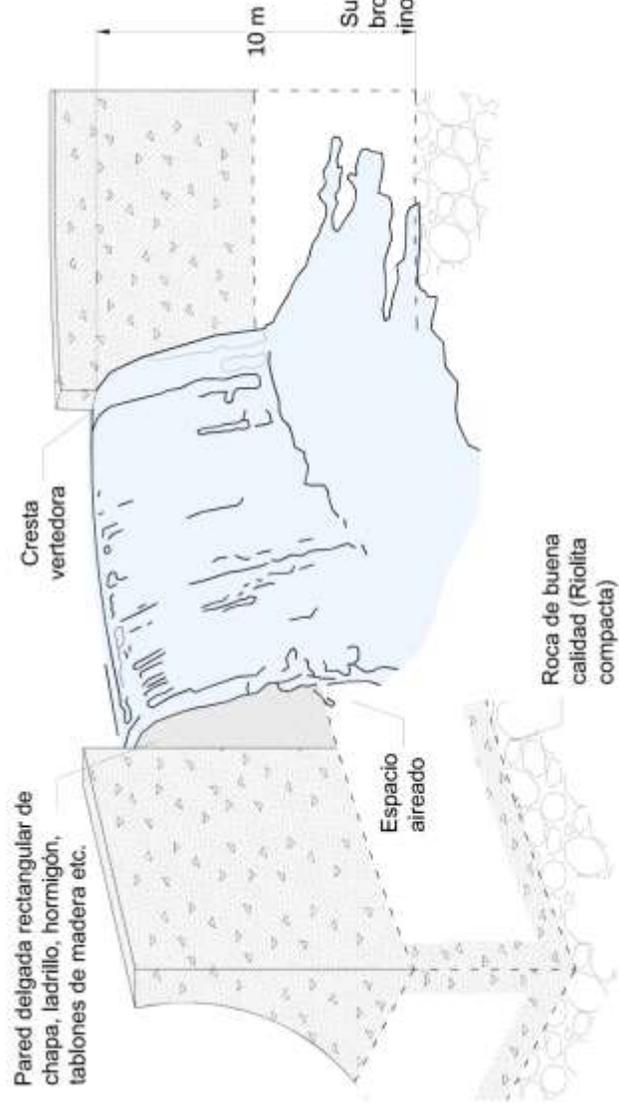
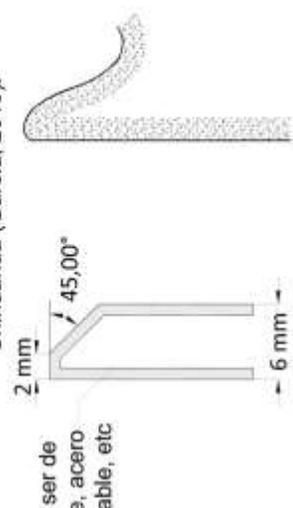


Fig. 1.7 Vertedor de caída libre en cortinas de arco.



a) Crestas de vertedores rectangulares para medición de caudales.  
b) Crestas de vertedores para control de nivel.

Fig. 1.8 Perfiles de crestas de vertedores de caída libre.

### 1.5.2. Vertedores con caída en rápida.

Son construidos sobre el paramento aguas abajo de las presas de concreto de suficiente longitud de corona (Arreguin, 2005).

Para conducir el agua hasta el vertedor suele necesitarse un canal de acceso. El perfil del vertedor inicia con una cresta en forma de cimacio que se ajusta a la vena líquida, seguido de un talud tangente al perfil del cimacio hasta otra curvatura contraria y tangente al talud, finalizando la descarga como un deflector o un salto de esquí (Fig. 1.10), si el material donde descarga es erosionable se requerirá la construcción de un tanque dissipador de energía.

Generalmente la proyección en planta de la estructura de control es recta perpendicular al flujo (Fig. 1.11a), pero puede variar a una proyección curva (Fig. 1.11b) cuando la longitud de cresta para desalojar la avenida máxima de diseño, resulta grande, o con el fin de reducir las excavaciones del canal de acceso y descarga, así como su revestimiento, o cuando el vertedor se desee alojar en el cuerpo de una cortina en forma de arco (Lozano y Hernández, 1988)(Fig. 1.12).

La sección vertedora de la cortina de la presa La Amistad sobre el río bravo es un ejemplo de este tipo de estructuras (Torres, 1980) (Fig. 1.13).

### 1.5.3. Vertedores en abanico.

Son utilizados en aquellos proyectos donde se requiere una longitud de cresta muy grande con cargas pequeñas y donde por razones de economía el canal de descarga debe ser angosto para evitar grandes excavaciones (Sotelo, 2008) (Fig. 1.14).

Las partes que lo conforman son un canal de acceso, cresta vertedora tipo Creager cuya proyección en planta es curva, un colchón donde se forma un resalto hidráulico por cambio de régimen, sección de control donde se produce un cambio de pendiente, transición donde el agua se va acelerando desde la velocidad crítica, canal de descarga y canal de salida (Sotelo, 2008) (Fig. 1.15 y Fig. 1.16).

Cuando las condiciones topográficas lo permiten suele proyectarse un vertedor de medio abanico, que consiste en una sección igual a la Fig. 1.15 pero dividida por el eje de simetría cuyo funcionamiento es satisfactorio y más económico que los vertedores de canal lateral. Se diseñan siguiendo las mismas reglas que para los vertedores de abanico utilizando la misma carga sobre la cresta pero el doble del gasto por evacuar (Sotelo, 2008).



Fig. 1.12 Cortina de la Presa la Anchor en E.U (Foto obtenida de la página web de la Escuela de Ingeniería de Antioquia ).



Fig. 1.13 Cortina de la Presa la Amistad en Acuña, Coahuila (González, 2008).

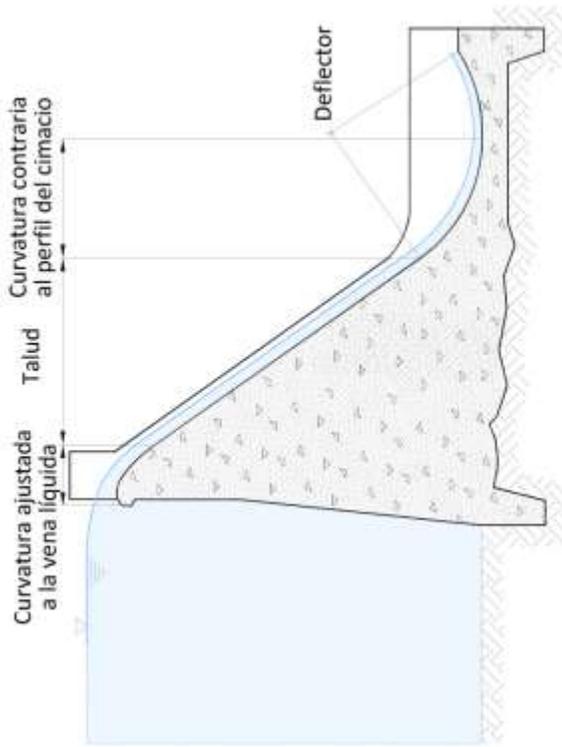
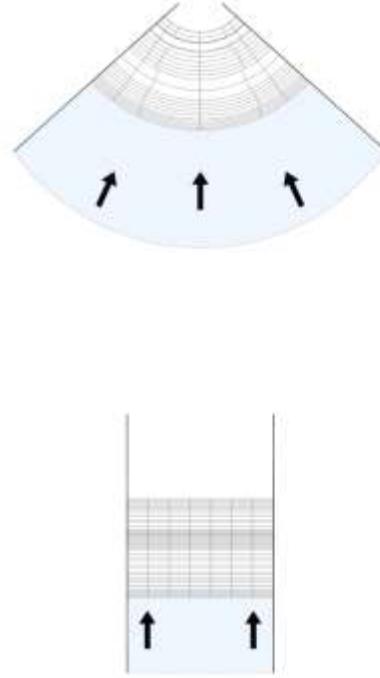


Fig. 1.10 Perfil de un vertedor con caída en rápida...



a)Vertedor de cresta libre recta.

b)Vertedor de cresta libre curva.

Fig. 1.11 Proyección en planta de la estructura de control en un vertedor con caída en rápida.

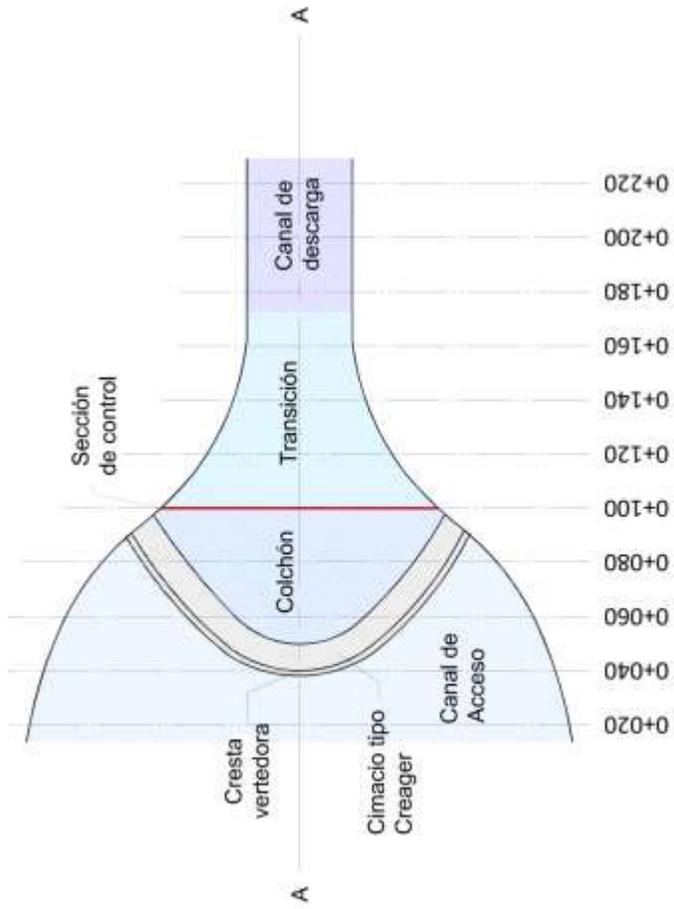


Fig. 1.15 Componentes de un vertedor de abanico.

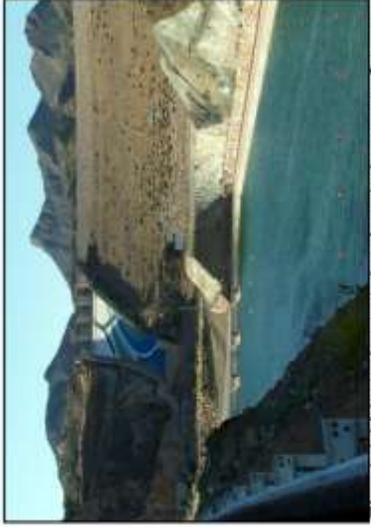


Fig. 1.14 Vertedor en abanico de la presa Cúevas Almazora en España (Foto abtenida de WIKIPEDIA)

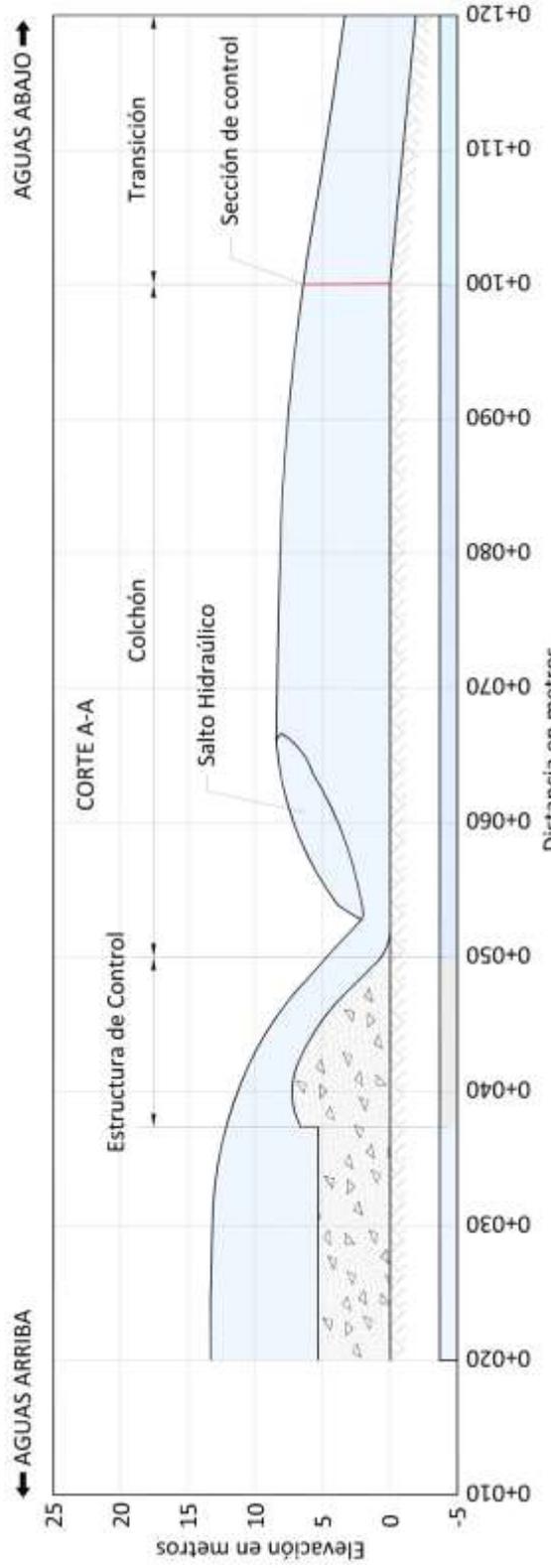


Fig. 1.16 Proyección en perfil de un vertedor en abanico.

#### 1.5.4. Vertedores en canal.

Generalmente están asociados con cortinas de enrocamiento, tierra y enrocamiento o cortinas de concreto, se localizan separados del cuerpo de la cortina en las laderas o otros sitios apropiados pero siempre sobre terreno natural (Torres, 1980), la estructura de control se ubica aproximadamente con el eje de la cortina (Sotelo, 2008) (Fig. 1.17).

Están constituidos por una estructura de control (cimacio), dotado o no por varios vanos formados entre pilas superpuestas que pueden estar guarnecidos por compuertas y un conducto de descarga (Sotelo, 2008) (Fig. 1.18).

La obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl sobre el río Grijalva Chis., es un ejemplo de este tipo de estructuras (Torres, 1980) (Fig. 1.19).

#### 1.5.5. Vertedores de canal lateral.

Son utilizados cuando se desea hacer una cresta vertedora larga con objeto de limitar la carga hidráulica de la sobrecarga (Lozano y Hernández, 1988), o en boquillas con laderas de poca inclinación o cuando el conducto de descarga tiene que ser un canal muy angosto o un túnel (Sotelo, 2008) (Fig. 1.20).

El vertido puede ocurrir por ambos lados en el caso de que este ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave, o el vertido puede ocurrir por un solo lado si está ubicado en una ladera muy empinada (Sotelo, 2008).

Generalmente son colocados al lado de presas de relleno de tierra y enrocado (Torres, 1980) (Fig. 1.21a) donde no es posible o aconsejable utilizar un vertedor de caída libre directa, constan del propio vertedor generalmente un cimacio tipo Creager (Fig. 1.21b) curvo en planta pero con frecuencia es recto y perpendicular al eje de la presa, una canaleta (canal colector) aguas abajo del vertedor, seguido de una estructura de descarga en rápida (Fig. 1.21c) o túnel.

El canal lateral no es hidráulicamente eficiente ni barato puesto que la energía ganada en la caída sobre la espalda del cimacio no es aprovechada en producir movimiento en la dirección del flujo del canal colector, lo anterior produce turbulencias y vibraciones elevando el costo de la cimentación del vertedor, sin embargo sus ventajas sobre otro tipo de estructuras de excedencia lo hacen con frecuencia la mejor elección (Sotelo, 2008).

La estructura vertedora de la presa José Antonio Alzate, en el Edo de México es un ejemplo de este tipo de estructuras (Torres, 1980) (Fig. 1.22).



Fig. 1.19 Presa Netzahualcóyotl en Chiapas (Foto obtenida de la página web de TURIMEXICO)

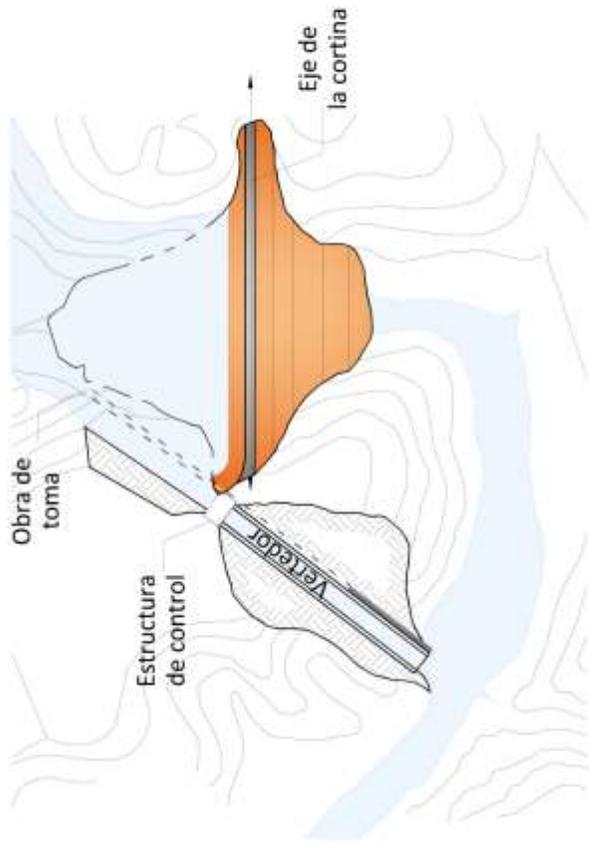


Fig. 1.17 Ubicación en planta del vertedor en canal.

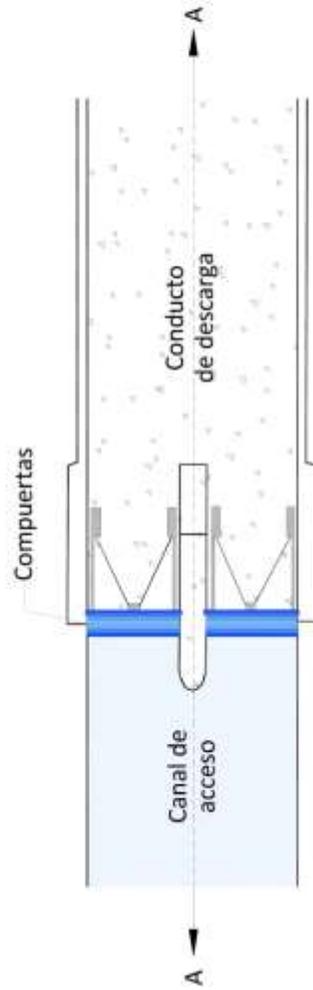


Fig. 1.18 Componentes del vertedor en canal.

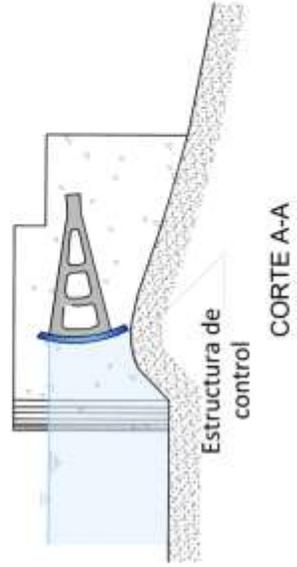




Fig. 1.22 Vertedor en canal lateral de la presa José Antonio Alzate (Delgado, 2008 )

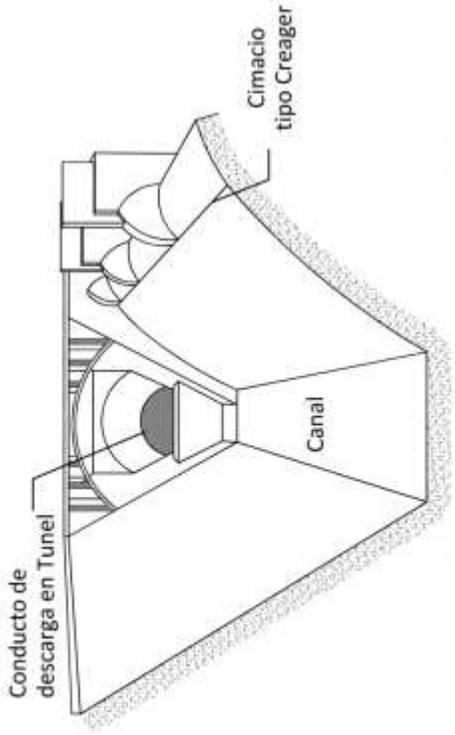
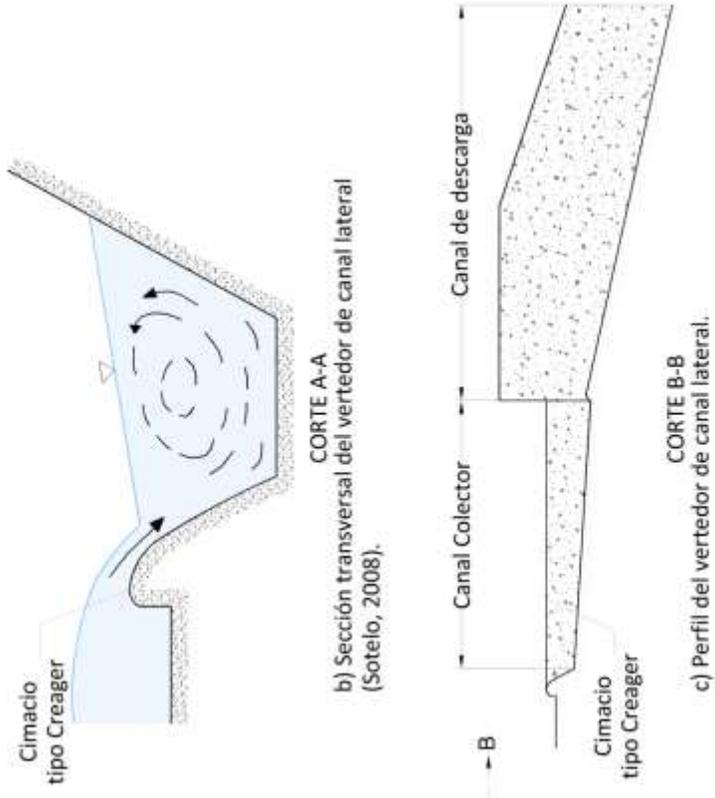
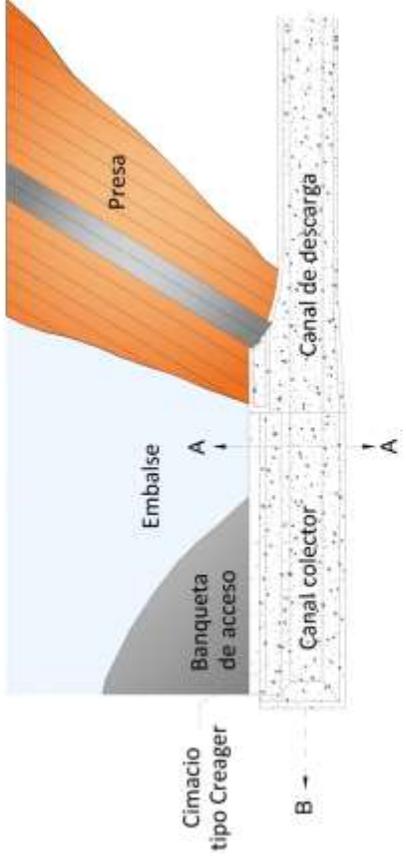


Fig. 1.20 Vertedor de canal lateral que descarga a un túnel.



b) Sección transversal del vertedor de canal lateral (Sotelo, 2008).

c) Perfil del vertedor de canal lateral.



a) Proyección en planta (Arreguin, 2005).

Fig. 1.21 Componentes de un vertedor de canal lateral.

#### 1.5.6. Vertedores de Pozo o Embudo.

Consiste en un vertedor en forma de embudo (Fig. 1.23), su estructura consiste de un cimacio colector, cuya proyección en planta es generalmente circular (Fig. 1.24), conectado a una lumbrera vertical o inclinada y mediante una o dos curvas verticales al túnel de descarga (Sotelo, 2008) (Fig. 1.25).

Son utilizados en aquellos lugares donde la topografía no permite la construcción de un vertedor a cielo abierto (Sotelo, 2008) o donde el túnel puede utilizarse como parte de una descarga de fondo o de un canal de fuga de una turbina (Novak, 2001).

Este tipo de vertedores alcanzan su capacidad máxima con cargas relativamente pequeñas (Lozano y Hernández, 1988), por lo que el cálculo de la avenida máxima debe ser muy preciso, el vertedor se diseña para que opere con flujo libre, puesto que al operar parcialmente sumergido y sumergido limita la capacidad de evacuación disminuyendo su eficiencia y aumentando el riesgo de desbordamiento (Sotelo, 2008), por tal motivo se recomienda que este vertedor se use como vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o de emergencia (Lozano y Hernández, 1988).

Cuando el vertedor opera parcialmente sumergido y sumergido, se debe propiciar un acceso radial del flujo (Fig. 1.26) evitando la formación de vórtices para prevenir la erosión, sin embargo cuando el vertedor opera a flujo libre (caudales bajos y entonces frecuentes), es ventajoso inducir un vórtice a la entrada colocando alabes curvos que no reducen mucho el caudal pero reducen de forma sustancial las vibraciones y fluctuaciones de presión producidas por un chorro de caída libre (Novak, 2001).

No se recomienda proyectar estos vertedores para que trabajen a tubo lleno en la porción de aguas abajo, excepto para caídas de poca altura (Sotelo, 2008).

El vertedor de la presa Glory Hole en California es un ejemplo de este tipo de estructuras (Fig. 1.27).



Fig. 1.27 Vertedor de embudo de la presa Glory Hole en California (Foto obtenida de la página web de "Ingeniería en la red").

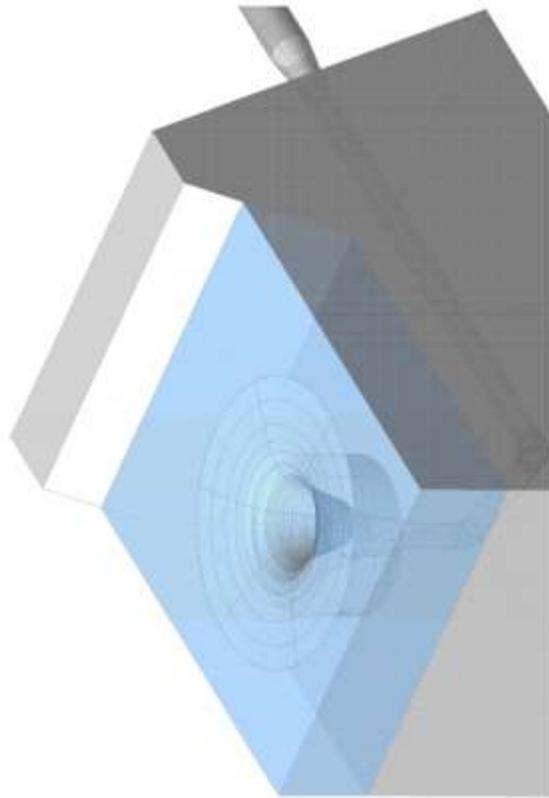


Fig. 1.23 Vista general de un vertedor de pozo o embudo.

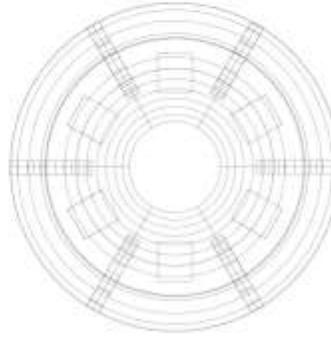


Fig. 1.24 Proyección en planta del cimacio colector de un vertedor en pozo o embudo.

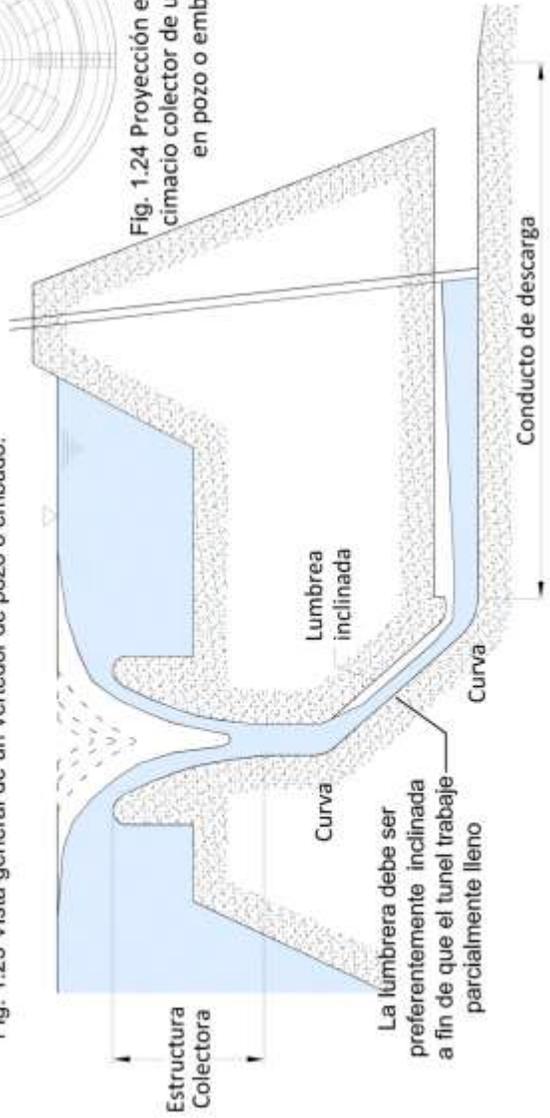


Fig. 1.25 Estructura de un vertedor de pozo o embudo.

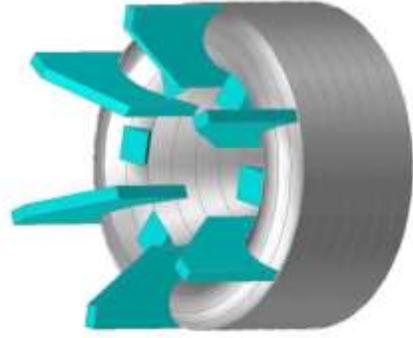


Fig. 1.26 Estructuras adicionales que permiten el acceso radial del flujo.

### 1.5.7. Vertedores de Túnel.

Son utilizados cuando la descarga se desea conducir alrededor o debajo de la presa (Lozano y Hernández, 1988), constituyendo una solución posible en lugares donde existe riesgo potencial de derrumbes de roca que afecten el funcionamiento de canales abiertos o en boquillas estrechas y cortinas altas (Sotelo, 2008).

Están constituidos por una estructura de control cuya proyección en planta es poligonal (Sotelo, 2008), la estructura de control pueden ser crestas vertedoras, orificios de entradas verticales o inclinados, pozos verticales y vertedores laterales (USBR, 1987), esta estructura se conecta al túnel de transición y ésta a su vez al túnel de descarga finalizando en un salto de esquí (Fig. 1.28).

Cuando la estructura de control es en orificio o pozo se diseñan de tal manera que el túnel funcione lleno en un tramo corto del túnel y parcialmente lleno en el túnel restante, cuando no es así se diseñan para trabajar aproximadamente al 75% de su capacidad hidráulica acompañado por tubos de ventilación colocados en los puntos críticos a lo largo del túnel con el fin de garantizar la entrada de aire (USBR, 1987).

Cuando la caída es grande, la velocidad del flujo puede dañar el revestimiento del túnel cuya reparación suele ser complicada y costosa, por tal motivo se recomienda utilizar este tipo de vertedores sólo cuando se agoten las posibilidades de empleo de otros tipos (Sotelo, 2008).

Los vertedores en túnel de la presa Infiernillo (Fig. 1.29) y Chicoasén en México son un ejemplo de este tipo de estructuras (Sotelo, 2008), en la Fig. 1.30 se puede observar el acceso de entrada del vertedor en túnel de la presa Aldeadávila en España.

### 1.5.8. Sifones vertedores.

Se basan en el principio de sifón y su mayor ventaja es que permiten el paso de descargas máximas de diseño con pequeños aumentos de carga (USBR, 1987). Son construidos comúnmente para aumentar el flujo sobre vertedores de caída libre, están constituidos por una entrada, una rama superior corta, una garganta (sección de control), una rama inferior, un desagüe y una ventilación (Novak, 2001) (Fig. 1.31).

Este tipo de estructuras tienen muchas desventajas como son: incapacidad para dar paso a basura y hielo, riesgo de obstrucción de los tubos de ventilación lo que da lugar al efecto sifónico, descargas bruscas como resultado de la interrupción y reanudación del efecto sifónico, construcción de cimentaciones más resistentes debido a las vibraciones producidas. Por tales motivos este tipo de estructuras se adaptan más como vertedores de servicio en combinación con una estructura auxiliar o de emergencia (USBR, 1987).

La obra de excedencia en Sifon de la presa Spelga en el Reino Unido es un ejemplo de este tipo de estructuras (Novak, 2001), (Fig. 1.32) (Fig. 1.33).

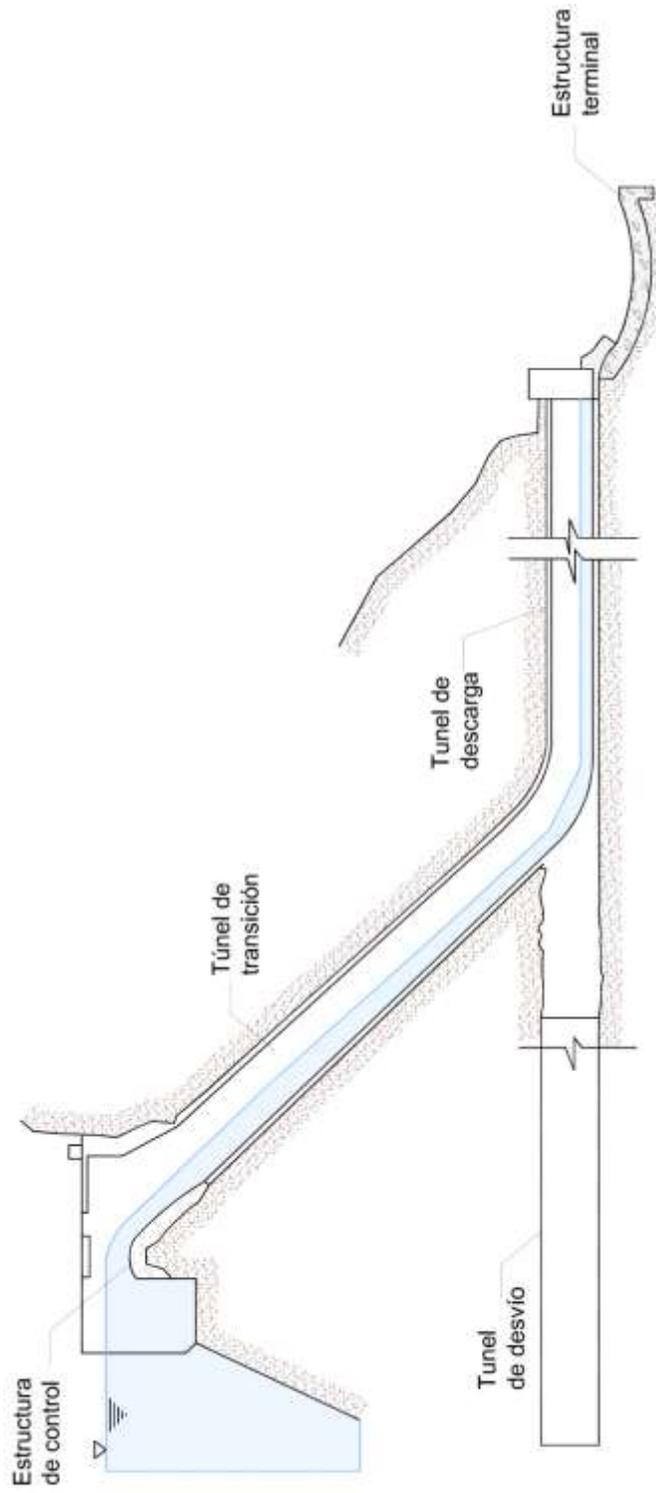


Fig. 1.28 Componentes de un vertedor en túnel.

Entrada a los tuneles



Fig. 1.29 Presa Infernillo en Michoacán, (Foto obtenida del blog de Ingeniería y computación).



Fig. 1.30 Vertedor en túnel de la presa Aldeadávila en España (Foto obtenida de Wikipedia).

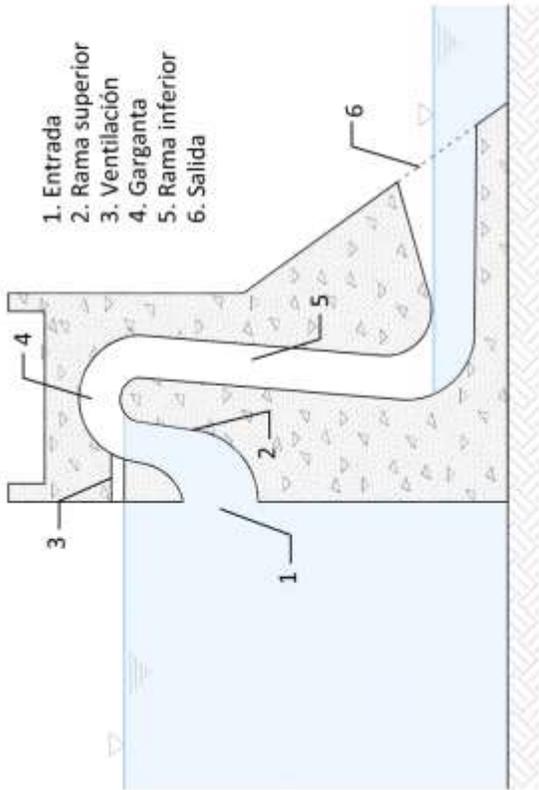


Fig. 1.31 Componentes de una obra de excedencias en Sifón.



Fig. 1.33 Sifón de la presa Speilga en el Reino Unido (Adams, 2007 ).

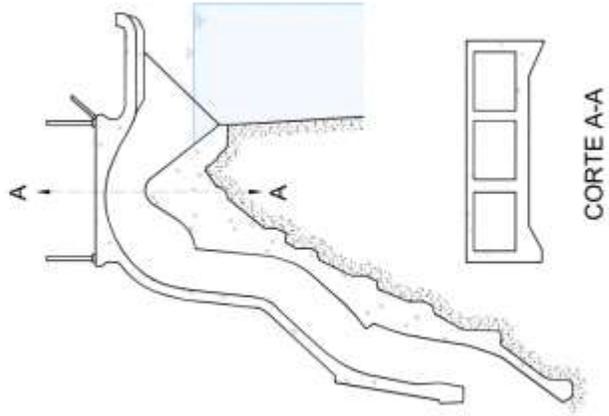


Fig. 1.32 Esquema del Sifón de la presa Speilga en el Reino Unido (Novak, 2001).

## CAPITULO 2. FLUJO AGUA-AIRE EN ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

### 2.1. Tipos generales de flujo aire-agua.

Para lograr el comportamiento adecuado de una estructura hidráulica es necesario considerar, además de las características del flujo de agua, el movimiento simultaneo del flujo de aire dentro del sistema. La diferencia entre el peso específico del aire y el agua es muy grande, por lo que usualmente están separados por una delgada superficie de contacto. Una serie de configuraciones de flujo aire-agua, conducen a una mezcla intensiva entre ambos. Este proceso es llamado arrastre de aire. El conocimiento de los efectos producidos por la entrada de aire en el flujo de agua puede ser esencial para lograr el comportamiento adecuado de una estructura hidráulica. El flujo de aire puede afectar el flujo de agua en una gran variedad de configuraciones de flujo aire-agua, de las cuales podemos distinguir las siguientes categorías:

#### Demanda de aire en estructuras hidráulicas sin mezcla.

Con el fin de mantener la presión moderada en sistemas hidráulicos cerrados, a menudo se permite la entrada o salida de aire dentro del sistema. Básicamente ocurren dos configuraciones:

- I. *Flujo de aire a una cámara de aire de volumen-finito:* Debido al descenso o ascenso de la superficie de agua el volumen de la cámara se ve afectada. Para el diseño de dispositivos de aireación adecuados, la demanda resultante de aire es usualmente programada mediante un programa de cómputo.
- II. *Demanda de aire en flujos de conductos cerrados parcialmente llenos:* La resistencia hidrodinámica de la superficie del agua en movimiento genera un flujo de aire que debe ser considerado a la entrada y salida del sistema. La demanda de aire puede ser usualmente estimada si la velocidad del agua es conocida.

#### Arrastre de aire en estructuras hidráulicas (demanda de aire con mezcla).

El flujo bifásico o de dos componentes (agua-aire) resulta del arrastre y transporte de burbujas de aire. Al proceso en el cual el aire atraviesa la superficie libre del agua y entra en el volumen de agua es llamado entrada de aire; al proceso del ascenso de burbujas hacia la superficie libre del agua es llamado salida de aire. Muchas situaciones de flujo resultan de la entrada de aire. El suministro de aire puede ser:

- Ilimitado: siendo el suministro de aire desde la atmosfera.
- Limitado: puede ser a partir de una cámara de aire, la cual puede o no estar conectada a la atmosfera por un conducto.

La región de salida de aire no está necesariamente cerca de la región de entrada de aire, depende de las condiciones del flujo de agua y su capacidad de transporte, el aire puede ser transportado una gran distancia desde la región de entrada de aire hasta la región de salida de aire (Fig. 2.1).

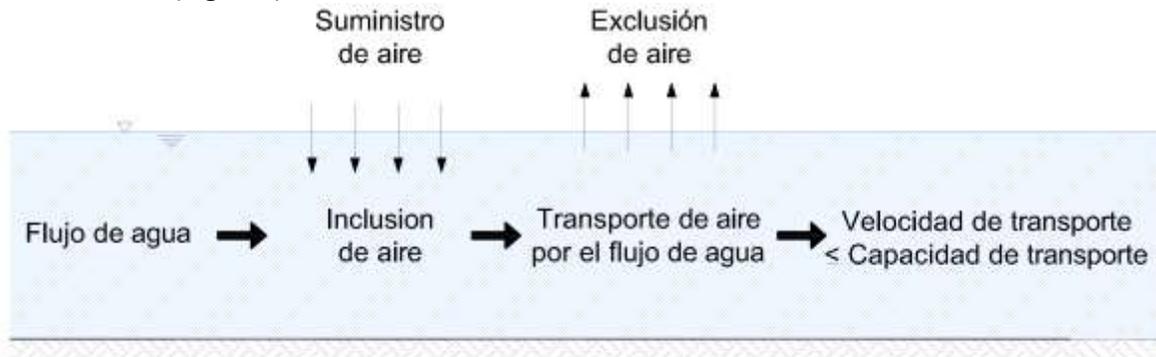


Fig. 2.1 Entrada, transporte y salida de aire.

También aquí hay que distinguir:

- Ilimitado: fuga de aire a la atmosfera.
- Limitado: Cuando una cantidad limitada de aire es expulsada de un sistema cerrado, esto genera la acumulación de aire, principalmente en los puntos altos del conducto. Estas bolsas de aire pueden impedir el flujo de agua y en consecuencia tener un efecto indeseable sobre el flujo de agua.

#### Formación de mezclas aire-agua, por aire que sale de la solución.

La concentración de oxígeno saturado y nitrógeno disuelto en agua varía considerablemente con la presión y la temperatura del agua. Por lo tanto, en conductos cerrados, el cambio de presión y/o temperatura dentro del sistema puede causar la formación de pequeñas burbujas dentro del interior del líquido. Las propiedades elásticas y la velocidad de propagación de onda, varían sustancialmente con la presencia de burbujas de gas, incluso en concentraciones muy bajas. Este fenómeno es importante en el diseño de sistemas de conductos cerrados, particularmente en los cambios rápidos de flujo (transitorios hidráulicos).

#### Diseño de sistemas de aireación.

El diseño de sistemas de aireación de varios tipos son empleados principalmente para la re-oxigenación de agua contaminada. Son principalmente instalados en plantas de tratamiento de aguas residuales, en ríos contaminados y lagos para mejorar la calidad del agua. Los diversos dispositivos comúnmente utilizados son los siguientes:

- *Formación de una mezcla aire-agua en la superficie:* rotores de superficie, dispositivos de aspersión, o bombas de chorro de agua donde es posible utilizar parte de la energía del flujo para forzar la entrada de aire en el agua.
- *Formación de una mezcla aire-agua por inyección de aire bajo la superficie:* boquillas sumergidas, tubos perforados, placas de filtro poroso, son empleados para la dispersión de aire comprimido en el agua. En el tratamiento de aguas residuales, la inyección de aire tiene como propósito proporcionar oxígeno al agua mediante burbujas.

## **2.2. Tipos de aireación y procesos de entrada de aire en estructuras hidráulicas.**

A las condiciones de flujo que causan entrada de aire, es decir transporte de aire a través de la superficie libre de agua, se le denomina auto-aireación. Ello da lugar a la superficie de aireación, o bien a la aireación natural. En algunos flujos la entrada de aire toma lugar en toda la superficie del agua (aireación del ambiente) y en otros, la entrada de aire ocurre localmente en una superficie de discontinuidad (aireación local). Los siguientes procesos pueden ser distinguidos:

### Superficie de aireación en flujos con velocidad alta.

En canales abiertos con velocidad de flujo alta, al igual que en vertedores o canales de descarga, el flujo turbulento da lugar a una superficie de perturbaciones las cuales conducen a la entrada de aire. De manera similar, a los chorros a alta velocidad, válvulas de chorro hueco, etc. En un chorro libre estas perturbaciones aumentan y conducen a la entrada de aire a lo largo de la superficie y en muchos casos causan la desintegración completa del chorro, esto es debido a las fuerzas cortantes del aire circundante.

La Fig. 2.2 es una fotografía de la superficie de agua que fluye bajo un vertedor con velocidad alta. Los efectos de un gran número de vórtices irregularidades de alta energía, resultan en la contorsión en tres dimensiones de la superficie libre. A través de esta superficie el aire escapa y es atrapado continuamente. Los principales mecanismos de entrada de aire son: el sobregiro de ondas superficiales y las gotas de agua que son proyectadas por encima de la superficie del agua que a continuación vuelven a caer dentro del flujo, estas gotas al penetrar la superficie del agua arrastran aire. Este proceso fue sugerido por Lane (1939), Rajaratnam (1962) y Hino (1961). Esto también ha sido demostrado en algunos experimentos clásicos por Volkart (1980). El mecanismo de captura de aire en vórtices contribuye sin duda a la entrada de aire. La zona de mezcla de aire y agua crece dentro de la región de agua y puede extenderse al fondo del canal.



Fig. 2.2 Superficie de aireación en flujo con velocidad alta (Márquez, 2009).

Aireación local por la inmersión de un chorro.

Las configuraciones de flujo a superficie libre que conducen a la entrada de aire local, están siempre asociadas con alguna forma de discontinuidad superficial. Varias configuraciones de flujo tipo inmersión-chorro se muestran en la Fig. 2.3.

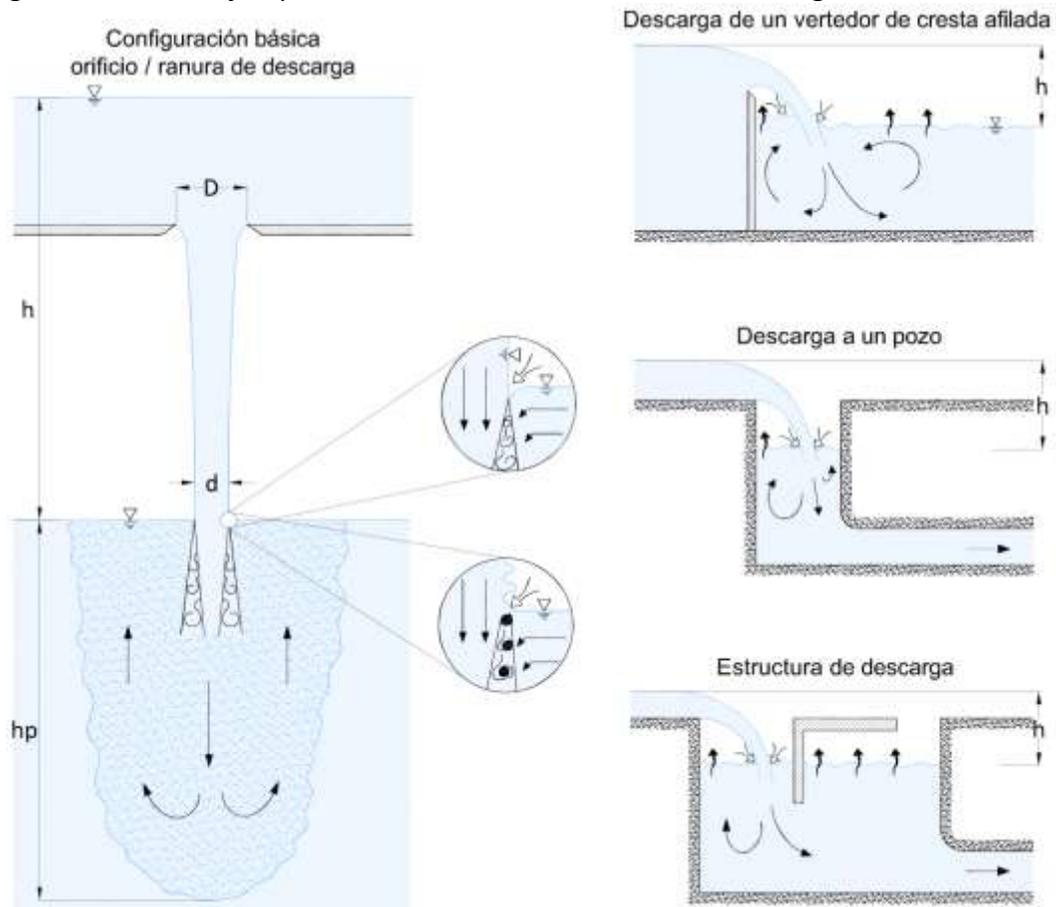


Fig. 2.3 Entrada de aire local en configuraciones tipo inmersión-chorro.

Estos incluyen vertedores de cresta afilada, flujo en caída libre y estructuras de descarga. Estos flujos difieren de los de superficie de aireación natural en que, en los procesos de aireación local el aire entra a una tasa completamente independiente de la capacidad de transporte del flujo. La capacidad de transporte solo determina la distancia sobre la cual el aire suspendido es transportado. En consecuencia si la capacidad de transporte del flujo es baja, el aire que entra escapará más rápidamente, y el proceso de auto aireación será importante solo localmente.

Un ejemplo de este proceso de aireación local se muestra en la Fig. 2.4. Las burbujas de aire arrastradas por la inmersión del chorro libre escapan una corta distancia después de la inmersión del chorro.



Fig. 2.4 Entrada de aire en la inmersión de un chorro libre, (Chanson, 2002).

Las configuraciones de flujo inmersión-chorro se caracterizan por el hecho de que la entrada de aire toma lugar localmente en la intersección del chorro libre con la superficie de agua. El impulso del chorro de agua provoca que el aire sea arrastrado dentro de la turbulencia por la capa cortante inducida por la superficie del chorro. La Fig. 2.5 muestra que el arrastre de aire toma lugar en ciertos vórtices con ejes longitudinales normalmente perpendiculares a la dirección del flujo. Thomas (1978) sugirió que los vórtices en la capa cortante intensiva en el punto de penetración, son suficientemente fuertes para arrastrar aire en los núcleos de los vórtices. Este tipo de entrada de aire puede incrementarse por el desarrollo de turbulencia en la superficie del chorro antes del contacto con la superficie libre del agua (Ervine, 1976) y/o por la formación de una capa de espuma.



Fig. 2.5 Entrada de aire por chorro en soporte vertical causado por vórtices con ejes perpendiculares a la dirección del flujo, (Chanson, 2002).

El impulso de flujo de la inmersión de un chorro es predominantemente vertical hacia abajo. Por otro lado las componentes del impulso horizontal del flujo seguirán permaneciendo sin cambios ya que no experimenta ninguna fuerza externa.

#### Configuraciones de aireación local en salto hidráulico.

Otra discontinuidad de superficie y velocidad que provoca la entrada de aire ocurre al pie de un salto hidráulico. La Fig. 2.6 muestra que la entrada de aire al pie de un salto hidráulico se produce de manera similar a la inmersión de un chorro. De nuevo, el aire es arrastrado dentro de la capa cortante libre, la cual se caracteriza por la producción de intensa turbulencia, predominante en vórtices con ejes perpendiculares al flujo.

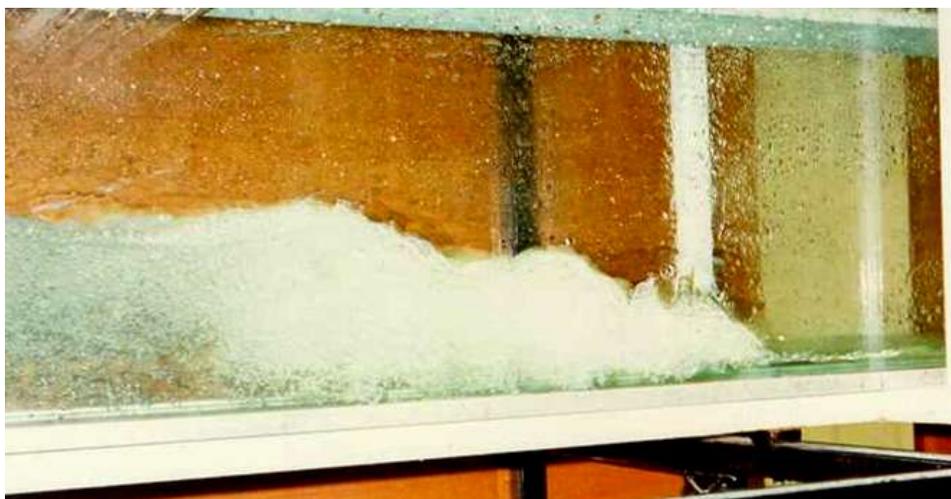


Fig. 2.6 Entrada de aire en un salto hidráulico causado por vórtices con ejes perpendiculares a la dirección del flujo (Chanson, 1999).

Los saltos estacionarios son comúnmente encontrados aguas abajo de las estructuras de control y tanques de amortiguación, y configuraciones relacionadas con el movimiento de saltos hidráulicos (generación de ondas) y la inestable ruptura de ondas de agua superficiales. También, chorros que inciden sobre paredes rígidas (por ejemplo en las configuraciones de auto aspiración para sifones) produce una superficie cilíndrica con auto aireación parecida a la de un salto hidráulico. La Fig. 2.7 muestra configuraciones de tipo superficie cilíndrica, las cuales son encontradas más frecuentemente en flujos casi horizontales.

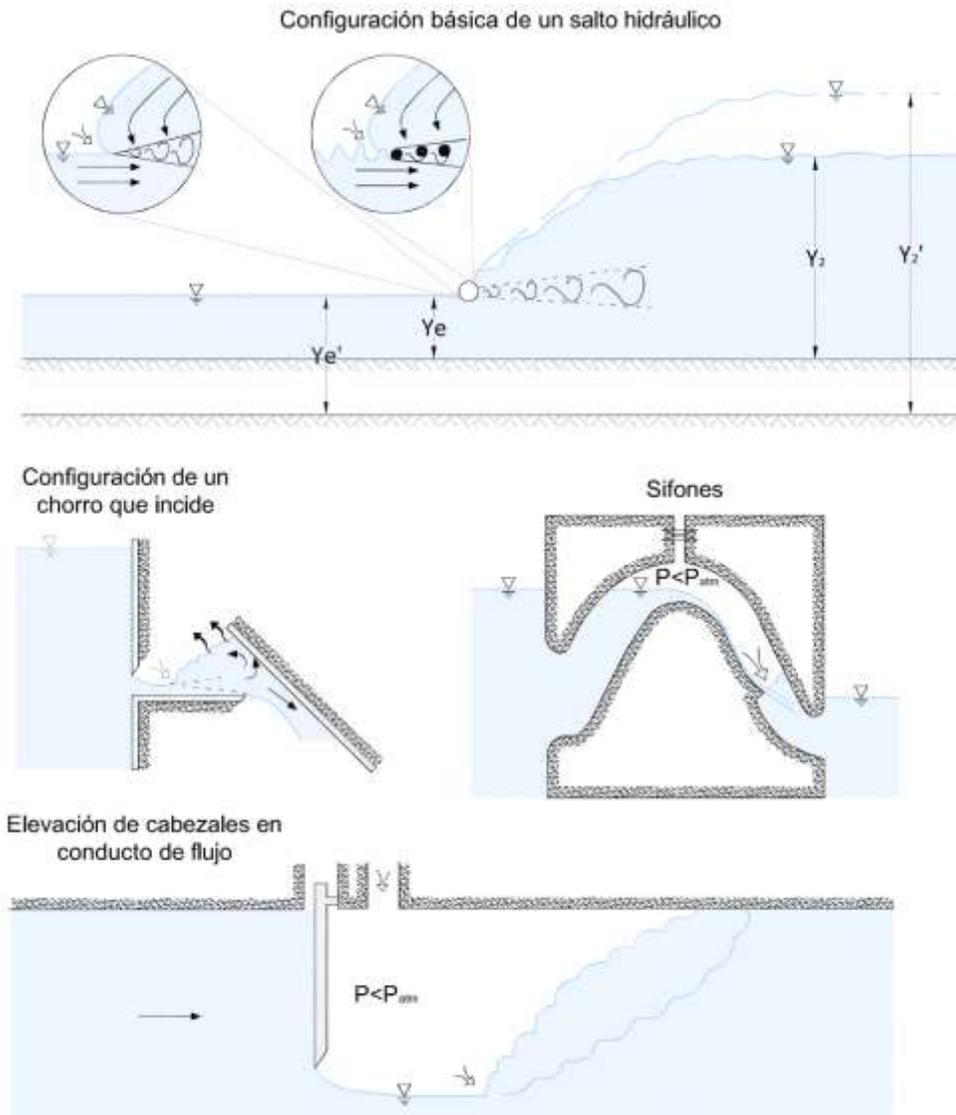


Fig. 2.7 Entrada de aire local en configuraciones tipo superficie-cilíndrica.

### Aireación local en la estela de cuerpos con aristas.

Zonas de separación de flujo en la estela de cuerpos con aristas o expansiones abruptas de la sección transversal, están caracterizadas por una presión significativamente baja comparada a la del flujo principal.

Los cuerpos con aristas sobresalientes a través de la superficie de agua causan por tanto una superficie de depresión en la zona de separación. También el límite de separación del flujo penetra la superficie del agua. La intensa turbulencia en la capa cortante forma vórtices (vórtices con ejes perpendiculares al flujo), los cuales pueden arrastrar aire dentro de sus núcleos. La entrada de aire tiene lugar cerca de las paredes laterales del canal debido a los efectos de las protuberancias de la pared. También en tanques de amortiguación con bloques, obstáculos o rocas grandes dentro de un flujo con alta velocidad presentan estas características con bastante claridad.

La acción de compensación de fondo en vertedores (como se muestra en la Fig. 2.8 y 2.9) o conductos puede estar aproximadamente relacionada a este tipo de entrada de aire. Sin embargo, la situación difiere en tres formas:

- La línea de separación de flujo es horizontal y a lo largo del fondo inclinado, en lugar de vertical y sobresaliente a través de la superficie del agua.
- El suministro de aire no es directamente de la atmosfera, pero si a través de un conducto de aire.
- El aire es arrastrado dentro del agua desde arriba hacia abajo, en lugar desde abajo hacia arriba como en todas las otras configuraciones.

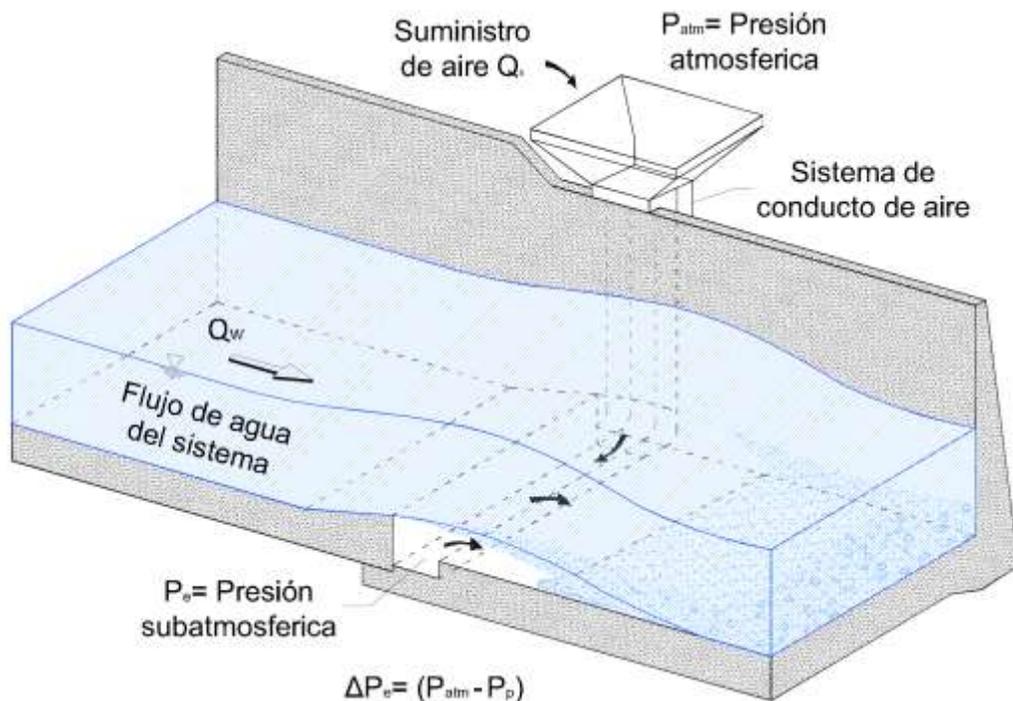


Fig. 2.8 Sistema de suministro de aire de un dispositivo aireador.

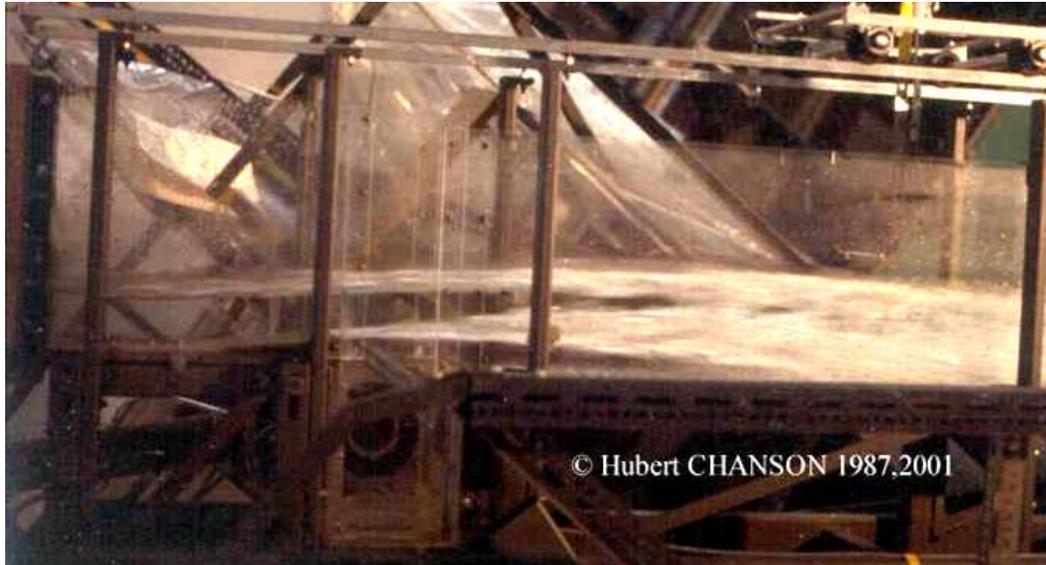


Fig. 2.9 Entrada de aire en un dispositivo aireador (Chanson, 1987).

#### Aireación local en transiciones de superficie-libre a flujo en conductos.

La transición de superficie libre a flujo en conductos es encontrada en estructuras de toma, pozos de bombeo, estructuras de control, compuertas, vertedores de pozo, etc. Aguas arriba de la transición a flujo presurizado, una región de estancamiento produce en la superficie del agua, dependiendo del acceso del flujo y la geometría límite, formación de remolinos y vórtices que pueden conducir a la entrada de aire dentro del sistema. En este caso, el aire es arrastrado por distintos vórtices con ejes paralelos a la dirección del flujo. El mayor mecanismo es el estiramiento de zonas de vorticidad hasta que la rotación de los núcleos llega a ser suficientemente grande y por consiguiente la presión suficientemente pequeña para que el aire sea aspirado dentro del núcleo. La Fig. 2.10 Muestra el flujo aguas arriba de varias compuertas, donde el aire en los núcleos de los vórtices es evidente.



Fig. 2.10 Formación de vórtices por la apertura de las compuertas del vertedor de la central hidroeléctrica Yacyreta. (Ramírez, 2011)

La entrada de aire dentro de sistemas de conductos-cerrados es usualmente indeseable por tales razones siempre se deben evitar las perturbaciones en el funcionamiento de una bomba, variaciones de flujo debidas a la salida de aire y acumulación de aire dentro del sistema.

### **2.3. Efectos de arrastre de aire sobre el flujo de agua.**

El arrastre de aire puede afectar fuertemente el funcionamiento de las estructuras hidráulicas por las siguientes razones:

- La mayoría de las propiedades del fluido (una mezcla de aire y agua) cambian. Esto se refiere principalmente a la densidad y a la elasticidad.
- La presencia de aire cambia la estructura de la turbulencia del flujo y posiblemente el cortante en la pared.
- La presencia de aire ayuda a evitar el exceso de presión negativa y cavitación.
- Las burbujas de aire introducen un impulso vertical dentro del flujo debido a su flotabilidad y puede en consecuencia tener efectos significativos sobre el campo de flujo.
- En canales abiertos, el arrastre de aire conduce a un incremento en la profundidad del agua (aumento de volumen).
- En vertedores, el aire cerca del fondo puede conducir a un incremento en la velocidad del flujo.
- En conductos cerrados, para una sección transversal de flujo dada la presencia de aire conduce a cambios en la descarga de agua o en la distribución de presión en el sistema.
- La presencia de aire afecta el funcionamiento de mecanismos hidráulicos adversamente.
- En transitorios hidráulicos, las ondas de presión son fuertemente amortiguadas y deformadas.
- La acumulación de aire en un sistema puede conducir a la separación brusca de un volumen de aire de la bolsa de aire principal y causar un golpe de ariete.
- La presencia de burbujas de aire conduce a una intensa transferencia de oxígeno y nitrógeno hasta que el agua circundante ha alcanzado la saturación.

La entrada de aire es en algunos casos deseable y en otros indeseable. Es deseable para la prevención de cavitación, para oxigenación y para el amortiguamiento de transitorios hidráulicos; indeseable por ejemplo en bombas, obras de toma y sistemas de conductos cerrados.

### **2.4. Capacidad de transporte de aire.**

Las configuraciones de flujo con auto-aireación continuamente producen burbujas de aire por acción mecánica, que son posteriormente arrastradas por el flujo si la capacidad de transporte del flujo de agua es suficientemente alta.

Todas estas burbujas que son arrastradas pero que no son transportadas por el flujo escapan a través de la superficie libre del agua (salida de aire). En consecuencia la entrada de aire, capacidad de transporte y salida de aire están interrelacionadas. Para una configuración dada, la entrada de aire está gobernada por las condiciones aguas arriba, mientras que la capacidad de transporte depende completamente de la configuración del flujo aguas abajo. Si la capacidad de transporte es nula (como en estanques o cuerpos de agua que fluyen lentamente) entonces todo el aire que entra saldrá.

La capacidad de transporte del agua depende principalmente de la relación entre la velocidad del agua  $v_w$  y la velocidad de ascenso de las burbujas  $v_b$ . En cuerpos de agua estancados ( $v_w \ll v_b$ ), la capacidad de transporte es nula. Las burbujas de aire subirán a la superficie debido a su flotabilidad y escaparán. En agua que fluye lentamente ( $v_w \approx v_b$ ), las burbujas de aire arrastradas serán desplazadas por el flujo de agua y el campo de flujo puede ser cambiado drásticamente por las burbujas de aire.

En flujos con alta velocidad en canales abiertos ( $v_w \gg v_b$ ), la capacidad de transporte se incrementa con el aumento de velocidad (es decir la pendiente del canal) y también aumenta la intensidad de la turbulencia del flujo de agua. La capacidad de transporte se caracteriza por un equilibrio entre la tendencia ascendente de las burbujas y el efecto de la mezcla de contrarrestar las fluctuaciones turbulentas en un gradiente de concentración, completamente análogo al transporte de sólidos suspendidos (aunque las burbujas muestran claras diferencias a las partículas sólidas).

En flujos en conductos cerrados, la capacidad de transporte depende adicionalmente de la orientación del flujo con respecto a la dirección de la fuerza de flotabilidad. Obviamente, la capacidad de transporte será máxima en flujo vertical hacia arriba y mínima para un flujo vertical hacia abajo.

Cuando la entrada de aire local excede la capacidad de transporte del canal o conducto, la deaireación o salida de aire tomara lugar. La resultante total de la salida de aire puede ser proporcional a la cantidad de aire en exceso de la capacidad de transporte. En un salto hidráulico, por ejemplo, se arrastra una cantidad considerable de aire localmente, pero llega a tener poca o nula capacidad de transportar aire la mayoría de éste escapa de regreso a la atmosfera a través de la superficie libre, así que sólo una corta distancia aguas abajo el contenido de aire en el flujo es casi cero nuevamente.

Si la capacidad de transporte es excedida en los flujos de conducto, parte del aire regresará y se acumulará en los puntos altos del conducto formando bolsas de aire. Dependiendo de la velocidad del flujo y la inclinación del tubo, estas bolsas crecerán y después ellas alcanzaran un cierto tamaño, podrán moverse en la dirección del flujo o en contra. Las condiciones de flujo que resultan inestables pueden causar fluctuaciones importantes de presión e inestabilidad del flujo dentro del sistema.

## 2.5. Parámetros para el flujo aire-agua en canales abiertos.

Para flujos en canales abiertos existe:

- Escape ilimitado de aire directamente hacia la atmosfera.
- Usualmente el suministro de aire es directamente desde la atmosfera (con excepción de aireadores en vertederos o aireación en presas).
- Una dependencia directa de la capacidad de transporte.

Estas condiciones excluyen a priori cualquier efecto de variación independiente al flujo, inclinación, o escape de aire limitado con retroalimentación sobre el flujo, como puede ser encontrado en flujos a presión en conductos cerrados.

Las variables dependientes que describen la entrada de aire, transporte y proceso de salida de aire son las tasas de flujo de aire  $Q_a$  o  $q_a$ , tamaños de burbujas resultantes  $d_b$ , concentración de aire  $c_a$  y la mayoría de las dimensiones de la mezcla aire-agua, así como la trayectoria y tiempo de residencia de las burbujas. En las tasas de flujo de aire, nosotros podemos distinguir:

- La tasa total de arrastre de aire  $Q_{ae}$
- La tasa específica de arrastre de aire  $q_{ae}$  (por unidad de ancho)

Y en contraste a esto

- La tasa total de aire transportado  $Q_{at}$
- La tasa específica de aire transportado  $q_{at}$

Todas las variables dependientes pueden ser descritas en términos de lo que representan las variables independientes.

- Geometría limite: referencia de longitud  $l_w$ ; longitudes geométricas;
- Aproximación del flujo de agua: referencia de velocidad  $v_w$ ; (turbulencia  $Tu$ );
- Sistema de suministro de aire: diferencia de presión  $\Delta p_e$ ;
- Propiedades del fluido:  $\rho_w$ ;  $g$ ;  $\mu_w$ ;  $\sigma_{wa}$

Las propiedades del flujo de aire son usualmente despreciadas. Para una geometría dada, este conjunto de variables también caracteriza a las condiciones del flujo aguas abajo.

Para la dependencia de la tasa específica de arrastre de aire, por ejemplo, nosotros podemos ahora escribir:

$$q_{ae} = f(\text{geometry}; l_w; v_w; (Tu); \Delta p_e; \rho_w; g; \mu_w; \sigma_{wa}) \dots \dots \dots (2.1)$$

En donde del lado izquierdo podría ir cualquier otra variable dependiente. Un análisis dimensional clásico conduce a:

$$\frac{q_{ae}}{v_w l_w} = \frac{\Delta p_e}{\rho_w v_w^2 / 2} \frac{v_w}{\sqrt{g l_w}} \frac{v_w l_w}{\mu_w / \rho_w} \frac{v_w}{\sqrt{\sigma_{wa} / \rho_w l_w}} \dots \dots \dots (2.2)$$

ó

$$\beta_e = q_{ae} / q_w = f(\text{geom. ratios}; (Tu); c_{pe}; Fr; Re; We) \dots \dots \dots (2.3)$$

Alternativamente, reemplazando We por las reglas de análisis dimensional por el parámetro Z (Kobus, 1973) para.

$$\beta_e = f(\text{geom. ratios}; (Tu); c_{pe}; Fr; Re; Z \equiv (g \mu_w^4) / (\rho_w \sigma_{wa}^3)) \dots \dots \dots (2.4)$$

Y las relaciones correspondientes para todas las otras variables dependientes, incluyendo las características del flujo turbulento al igual que la intensidad de turbulencia o el espectro de energía turbulenta. Las relaciones (ecuación 2.4) representan los requisitos generales similares para el proceso de aireación local.

Como una alternativa al número de Weber, que describe la importancia relativa de la fuerza inercial y tensión superficial, el parámetro líquido Z puede ser usado. Este parámetro tiene la ventaja de que no contiene ni la longitud de referencia ni la velocidad de referencia. Este está en función solo de las propiedades del líquido y en consecuencia es independiente de la escala límite y la velocidad de flujo. Para agua pura, el valor del parámetro líquido es ( $Z \approx 10^{-11}$ ); este permanecerá constante siempre que la temperatura y la calidad del agua permanezcan sin cambio. En la evaluación de pequeños estudios con modelos a escala, este conjunto de parámetros tiene la ventaja de que los efectos de la escala en modelos de Froude, para una invariante Z, ahora los efectos se concentran en el número de Reynolds. De otra manera la ecuación 2.3 y 2.4 son completamente equivalentes.

## 2.6. Condiciones generales de control.

El proceso de entrada de aire está sujeto a varias condiciones límite: un límite de inicio, arrastre límite, suministro de aire límite y transporte límite. Cada uno de ellos puede ser el factor de control: por tanto, en la comparación de configuraciones de flujo de diferente geometría o tamaño, se tiene que prestar atención a todos estos límites.

### Límite de inicio.

Para una configuración de flujo dada, las condiciones de flujo deben ser tales como para generar una perturbación suficientemente grande para provocar la entrada de aire. El límite de inicio depende fuertemente de las propiedades del fluido, la condición se caracteriza por que las reacciones iniciales llegan a ser lo bastante grandes para superar las fuerzas de resistencia debidas a la viscosidad y a la tensión superficial. En general una cierta velocidad mínima debe ser excedida, y el comienzo de entrada de aire es mucho mayor por las fluctuaciones turbulentas del flujo de aproximación.

### Limite de entrada.

Las condiciones de aproximación del flujo gobiernan el límite de entrada. Estas condiciones son cuantificadas por el numero Froude  $Fr$ . Dependiendo de la geometría límite, un valor crítico de  $Fr$  debe ser excedido para asegurar la formación de una superficie de disturbio o discontinuidad en la cual se puede provocar la entrada de aire (es decir  $Fr > 1$  para salto hidráulico). Para altos números de Froude, el flujo de aproximación proporciona el mecanismo de accionamiento para la entrada de aire.

### Limite de suministro de aire.

En configuraciones de flujo tales como dispositivos de aireación en vertedores (Fig. 2.8 y Fig.2.9), conductos de ventilación en sistemas "dropshaft" en conductos cerrados, el aire es arrastrado desde un espacio cerrado, que está conectado a la atmosfera por un ducto de aire. En estos casos, el suministro de aire hasta el punto de arrastre en el agua requiere un flujo de aire a través de un sistema de conductos. Este flujo necesariamente da lugar a una diferencia de presiones entre los extremos del ducto de aire. La presión subatmosferica en el sitio de entrada de aire dependerá de la velocidad de entrada de aire y la resistencia del aire en el conducto. Como se muestra en la Fig. 2.11 la diferencia de presión es máxima si el conducto de aire está cerrado y disminuye a cero para suministro de aire ilimitado. La pérdida de carga característica de los sistemas de conductos de aire determina un punto de operación que caracteriza la tasa de suministro de aire resultante y la correspondiente diferencia de presión. En este caso, el sistema de suministro de aire está limitando la entrada de aire.

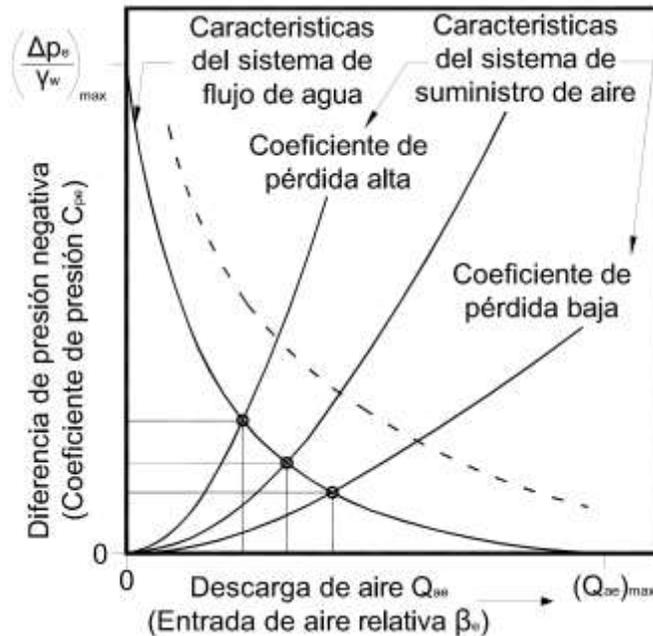


Fig. 2.11 Control de suministro de aire (modificada de Wood, 1991).

Limite de Transporte.

La capacidad de transporte del flujo está regida por las condiciones del flujo aguas abajo. Esta depende de la velocidad del flujo y la turbulencia determinada por el esfuerzo cortante en la pared. Un límite superior para el transporte de aire está dado por la máxima concentración posible de burbujas de aire en el flujo (Brauer, 1971).

**2.7. Formación y transporte de burbujas de aire.**

Formación de burbujas.

El proceso de entrada de aire implica la captura de un volumen de aire en la superficie, la desintegración del volumen de aire atrapado, en un arreglo de burbujas, y el posterior transporte por el flujo, durante el cual la distribución del tamaño de las burbujas puede cambiar debido al colapso o ruptura de burbujas individuales. En el sitio de entrada, el aire es atrapado en los núcleos de baja presión de los vórtices y es transportado dentro del agua hasta el declive del núcleo cuando la diferencia de presión llega a ser pequeña, y las burbujas de aire son liberadas. Mientras que la captura y desintegración inicial están regidas por las fuerzas inercial y gravitacional y están por tanto en función del número de Froude, el transporte de las burbujas está regido por la viscosidad a través de las características de la turbulencia, y por tanto relacionadas al número de Reynolds del flujo.

La captura y proceso de formación de burbujas en una superficie discontinua local está relacionado al esfuerzo cortante turbulento generado entre la aproximación del flujo y el cuerpo de agua receptor. Aquí, la escala e intensidad de las fluctuaciones turbulentas en la aproximación del flujo juega un papel predominante. Ervine (1985), argumenta que el diámetro de las burbujas generado está en función de la turbulencia, característica del sitio de entrada, con niveles pico de turbulencia se incorporan pequeñas bolsas de aire, con niveles de turbulencia media se incorporan bolsas de tamaño medio, etc. Él concluye por lo tanto del hecho que la capa cortante turbulenta muestra una curva de distribución de Gauss, que los diámetros resultantes de burbujas también deben seguir una curva de distribución de Gauss.

Un proceso frecuente investigado de formación de burbujas es la ruptura de una corriente de aire que descarga dentro de un cuerpo de agua desde una boquilla. Consideraciones analíticas en la inestabilidad y ruptura de bolsas de aire por Rayleigh son verificadas experimentalmente (Kobus, 1973). Si el aire es inyectado continuamente a través de una boquilla en cuerpo de agua estancado, la corriente de aire inmediatamente se descompone en una serie de burbujas cuyo diámetro va desde casi cero hasta un valor máximo, que depende de la descarga de aire  $Q_a$  y la aceleración gravitatoria (Kobus 1973).

$$d_{b,m\acute{a}x} = (1.295 \text{ to } 1.487)(Q_a^2/g)^{1/5} \dots \dots \dots (2.5)$$

En la superficie libre de aireación, la mezcla de burbujas también se producirá hasta un cierto tamaño máximo; no hay información disponible sobre las magnitudes involucradas.

Numerosas observaciones y algunas de las mediciones de tamaños de burbuja en flujos turbulentos (excluyendo aquí flujos de alta velocidad con  $v_w \gg v_b$ ) muestran que la mayoría de las burbujas grandes están en un rango de 1 a 10 mm, y que la medida del diámetro de las burbujas disminuye con el incremento de la turbulencia. Algunos ejemplos de distribuciones de tamaños de burbujas medidos en burbujas de aire son mostrados en la Fig. 2.12. Esta observación sugiere que en flujos turbulentos la mezcla de aire y agua debería alcanzar finalmente un estado de equilibrio con una cierta estructura turbulenta correspondiente a una distribución de tamaños de burbujas.

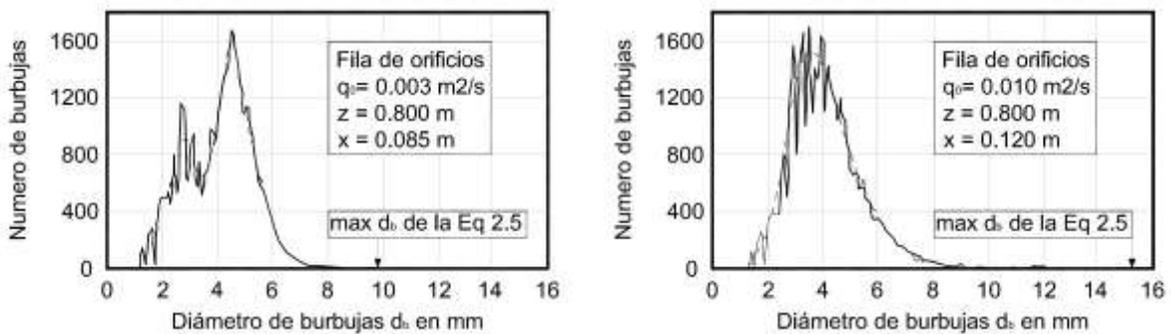


Fig. 2.12 Ejemplos de la distribución de tamaños de burbujas en flujo turbulento. Mediciones de Barczewski (1979) en una columna de burbujas a una elevación  $z$  y una distancia lateral  $x$  del eje de la columna.

En flujos de alta velocidad ( $v_w \gg v_b$ ), el rango de tamaño de burbujas resultantes es probablemente menor que la dada anteriormente. Si las tasas de cortante resultantes son grandes, menor serán las burbujas de aire. Observaciones de flujo en vertedores indican que el tamaño de las burbujas es pequeño cerca del vetedor y aumentan al alejarse del mismo.

Las burbujas de aire de tamaño finito siempre exhiben una velocidad de deslizamiento  $v_b$  relativa a la del agua circundante. A un aceptable grado de aproximación, esta velocidad de deslizamiento corresponde a la velocidad de ascenso de una sola burbuja en un fluido infinito en reposo. El campo de flujo puede por tanto ser considerado como una combinación de un campo de flujo de agua con la velocidad de deslizamiento de la burbuja superpuesta. (en flujos de alta velocidad este efecto es pequeño).

Velocidad de deslizamiento de la burbuja: una sola burbuja en agua estancada.

El comportamiento de una sola burbuja de gas en un líquido ha sido estudiado extensamente. Un análisis dimensional para la velocidad de ascenso de la burbuja  $v_b$  de un diámetro de burbuja  $d_b$  dado es el siguiente:

$$c_d \equiv \frac{4gd_b}{3v_b^2} = f\left(\equiv \frac{v_b d_b}{\mu_w / \rho_w}; Z \equiv \frac{g\mu_w^4}{\rho_w \sigma_{wa}^3}\right) \dots \dots \dots (2.6)$$

Las definiciones están dadas en la lista de símbolos.

La relación cuantitativa entre estos parámetros está dada en la Fig. 2.13. Este diagrama muestra una relación casi universal entre  $c_d$  y  $Re$ , en la cual la influencia del parámetro líquido  $Z$  es pronunciada sólo en la región de números de Reynolds entre  $10^2$  y  $10^3$ . En consecuencia, para números de Reynold menores de  $10^2$  (burbujas pequeñas) y mayores de  $10^3$  (burbujas grandes) la relación  $c_d - versus - Re$  puede ser considerado como universal y válida para cualquier tipo de gas o liquido, mientras que en la región intermedia ( $10^2 < Re < 10^3$ ), el parámetro líquido  $Z$  (y por lo tanto la calidad de agua) juega un papel importante.

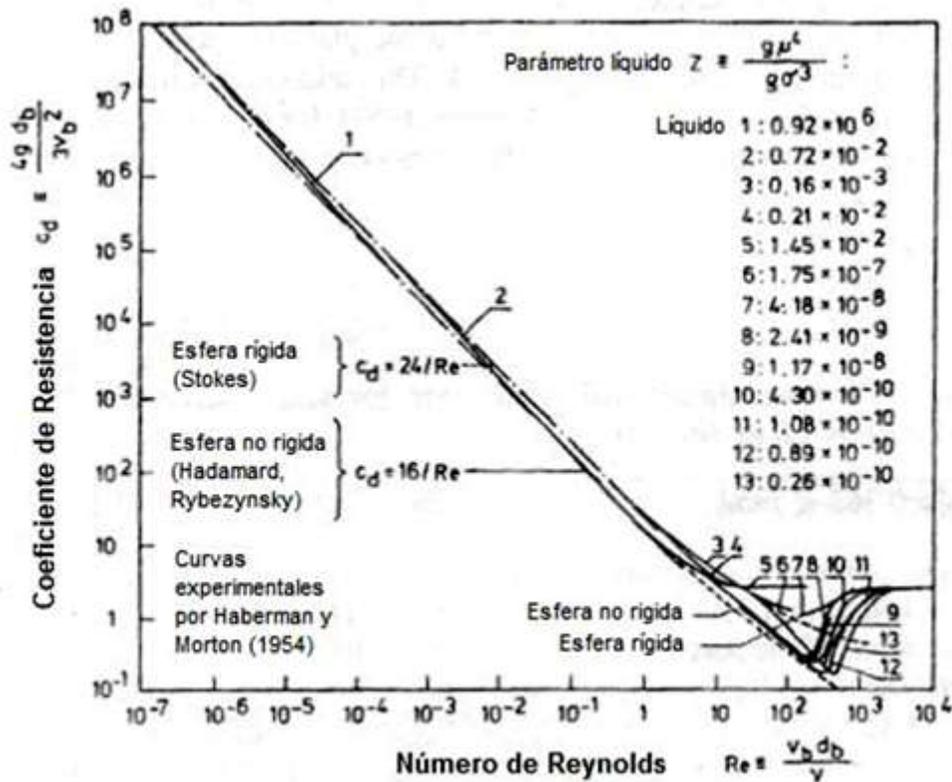


Fig. 2.13 Diagrama de resistencia general para burbujas de gas en líquidos (modificada de Wood, 1991).

Para el caso de burbujas esféricas muy pequeñas, una expresión exacta ha sido obtenida. La tensión superficial es la fuerza predominante que determina la forma de las burbujas muy pequeñas. Por tanto, las burbujas pequeñas tienden a ser casi esferas perfectas. El movimiento de estas burbujas a través del fluido puede ser descrito por un balance entre las fuerzas de flotación y viscosidad. Puesto que la burbuja se comporta como una esfera rígida, Stokes aplica la solución:

$$c_d = 24/Re \dots \dots \dots \text{para numeros de Reynolds pequeños} \dots \dots \dots (2.7)$$

La región de validez de esta relación depende de la magnitud de Z (Fig. 2.13). En términos de la velocidad de ascenso de la burbuja  $v_b$ , ésta puede expresarse como:

$$v_b = \frac{1}{18} \frac{d_b^2 g}{\nu_w} \left(1 - \frac{\rho_a}{\rho_w}\right) \dots \dots \textit{para numeros de Reynolds pequeños} \dots \dots \dots (2.8)$$

Para burbujas ligeramente grandes, con forma esférica y que mantiene una trayectoria recta ascendente, pero con una circulación de gas interno se establece una relación de la forma.

$$c_d = 16/Re \dots \dots \dots \textit{para numeros de Reynolds} < 10^2 \dots \dots \dots (2.9)$$

O en términos de la velocidad de ascenso de la burbuja

$$v_b = \frac{1}{12} \frac{d_b^2 g}{\nu_w} \left(1 - \frac{\rho_a}{\rho_w}\right) \dots \dots \textit{para numeros de Reynolds} < 10^2 \dots \dots \dots (2.10)$$

La transición a este rango depende fuertemente del parámetro líquido Z. Para agua, que tiene un valor extremadamente bajo ( $Z \approx 10^{-11}$ ), ninguna evidencia experimental para este régimen de flujo es conocido.

Como las burbujas llegan a ser grandes, los efectos inerciales llegan a ser importantes y la forma de la burbuja cambia de acuerdo con la distribución de presión sobre la superficie. Con el aumento de tamaño, la forma de la burbuja cambia a un esferoide redondeado, y la burbuja se eleva a lo largo de una trayectoria irregular o de espiral. Para esta región, numerosas formulas empíricas describen que la velocidad de ascenso de la burbuja debe ser propuesta. Sin embargo todas estas relaciones son válidas sólo para un rango límite y está fuertemente influenciado por el parámetro líquido Z.

Burbujas muy grandes alcanzan una forma de casquete esférico con un ángulo incluido de la superficie frontal esférica de aproximadamente 100 grados y una base plana relativamente inestable. Estas burbujas grandes seguirán de nuevo una trayectoria recta en aumento. La velocidad de ascenso de la burbuja en este rango está caracterizado, conforme a Haberman & Morton (1953), por:

$$c_d = 2.6 = \textit{const} \dots \dots \dots \textit{para numeros de Reynolds} > 2 \cdot 10^3 \dots \dots \dots (2.11)$$

O bien

$$v_b = 0.716gd_b \dots \dots \dots \textit{para numeros de Reynolds} > 2 \cdot 10^3 \dots \dots \dots (2.12)$$

Para el caso específico de burbujas de aire en cuerpos de agua naturales, la relación entre la velocidad de ascenso final y el diámetro de burbuja equivalente (diámetro de esfera de igual volumen) se muestra en la Fig. 2.14. Esta relación ha sido determinada experimentalmente por Haberman & Morton (1953). Esta exhibe los mismos parámetros dependientes como la Fig. 2.13.

Para las propiedades del fluido de aire y agua a 10°C:

$$v_w \approx 1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\rho_w \approx 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_a \approx 1.25 \text{ kg/m}^3$$

Una opción a la relación dimensional siguiente para burbujas pequeñas, que corresponde a la ecuación 2.8 para ( $Re < 1$ ):

$$v_b |m/s| = 0.362 d_b^2 |mm| \dots \dots \dots \text{para } d_b < 0.2 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.13)$$

Para burbujas de diámetro intermedio entre 0.2 y 20 mm, la velocidad de ascenso puede ser tomada de la Fig 2.14. En este rango, las variaciones debidas a la calidad del agua (es decir a la variación del parámetro Z) son evidentes, con velocidades en cualquier lugar entre 0.1 y 0.4 m/s. formas elipsoidales y movimiento en espiral se producen por diámetros de burbuja que exceden de 1 a 2 mm. En agua pura, una velocidad máxima pronunciada es observada para burbujas ligeramente grandes de 1 mm diámetro. En contraste el agua contaminada no exhibe este pico y da valores considerablemente diferentes.

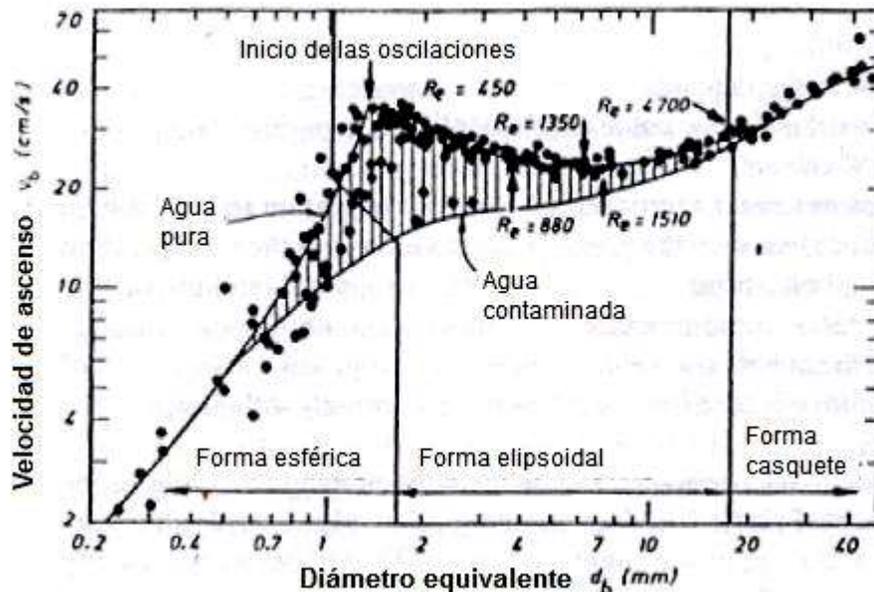


Fig. 2.14 Velocidad terminal de ascenso de la burbuja  $v_b$  de una sola burbuja de aire en un cuerpo extenso de agua (modificada de Haberman & Morton, 1954).

Para burbujas muy grandes con forma de casquete esférico, una única relación se obtiene correspondiente a la ecuación 2.12 como:

$$v_b |m/s| = 0.071 d_b^{1/2} |mm| \dots \dots \dots \text{para } d_b > 20 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.14)$$

Movimiento de una nube de burbujas en el agua estancada y en movimiento.

Si una multitud de burbujas de aire es liberada en un cuerpo de agua estancado lateralmente sin restricciones, el conjunto se elevará a la superficie con una velocidad media considerablemente mayor que la de una sola burbuja. Esto se debe al hecho de que el enjambre de burbujas induce un flujo de agua hacia arriba (debido a las burbujas que precede y rodea) que añade a las burbujas individualmente una velocidad de deslizamiento. Por otro lado, si el agua tiene una componente horizontal de velocidad, este efecto es contrarrestado en algún grado por el hecho de que las burbujas son desplazadas lateralmente a lo largo de su trayectoria y por lo tanto el flujo de agua inducido vertical es menos pronunciado. Un conjunto de burbujas se muestra en la (Fig. 2.15).



Fig. 2.15 Conjunto de burbujas de aire  
(Foto obtenida de la página web de OZONESOLUTIONS).

Como un indicador de las magnitudes de los efectos involucrados, la Fig. 2.16 y 2.17 muestran algunos datos experimentales para velocidades promedio de ascenso de nubes de burbuja por encima de los orificios individuales, respectivamente. Estos datos demuestran dos puntos:

- Las burbujas de aire inducen una velocidad vertical de agua considerable, conduciendo a velocidades de ascenso efectivas que son dos o tres veces mayores que los de una sola burbuja.
- Incluso moderadas velocidades de flujo transversal contrarrestan este flujo de burbujas inducidas y rápidamente reduce la velocidad de ascenso de las burbujas de nuevo al orden de magnitud de la velocidad de deslizamiento de una sola burbuja.

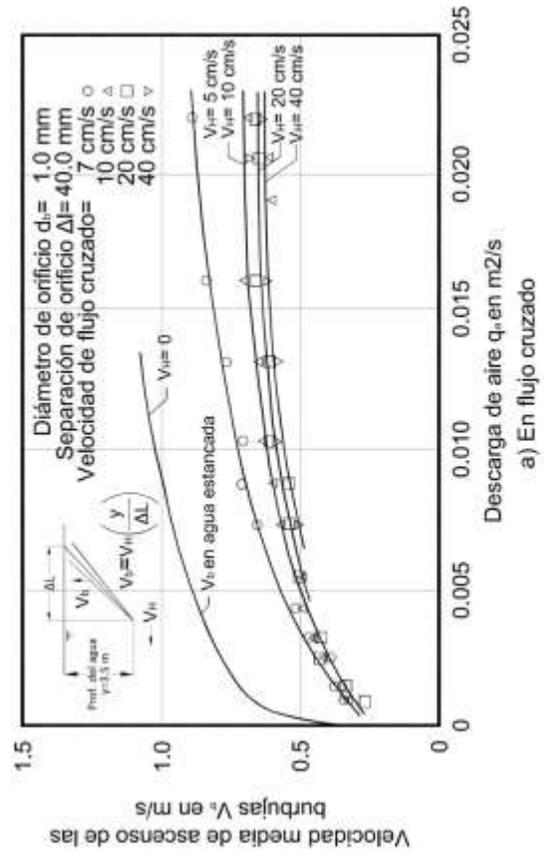
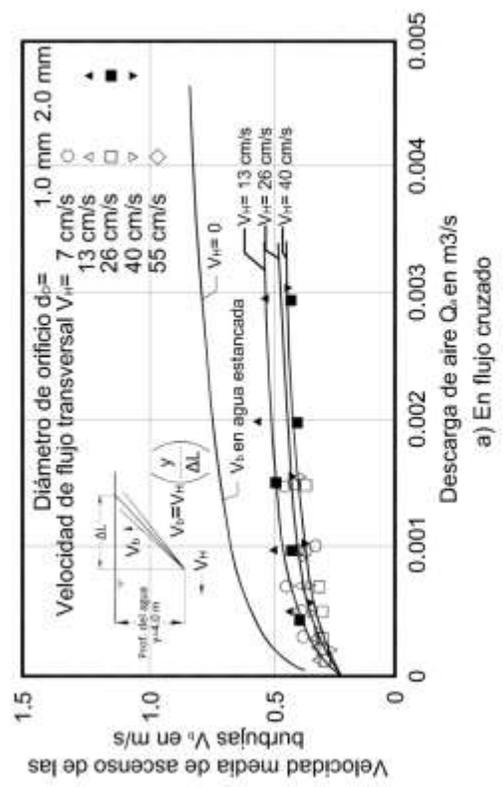
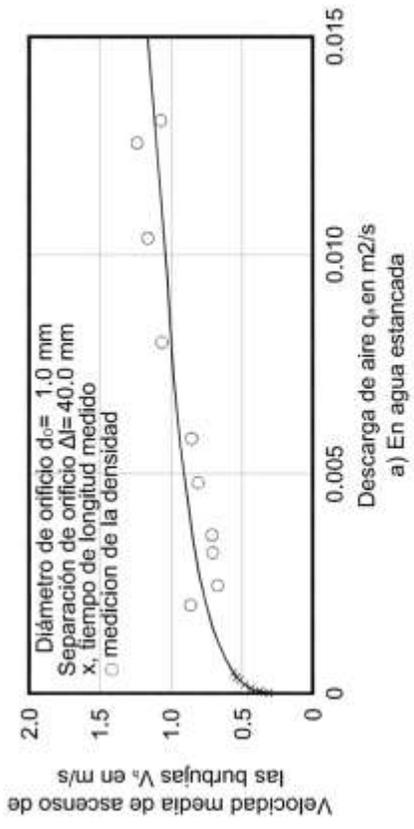
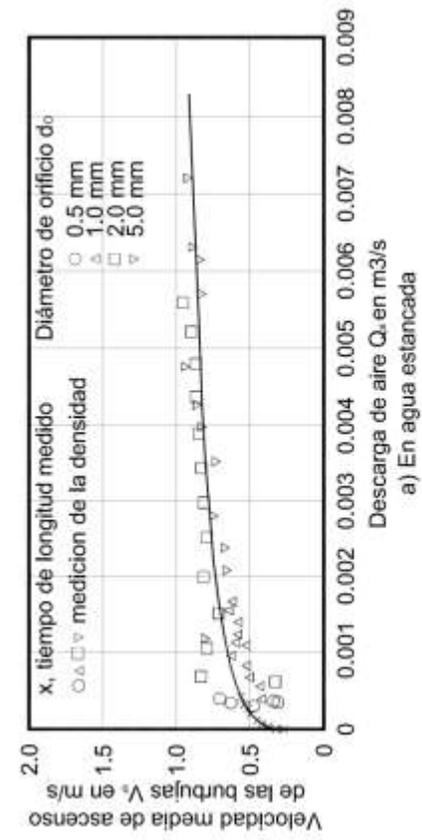


Fig. 2.16 Velocidad media de ascenso de un conjunto de burbujas en una columna de burbujas sobre un solo orificio

Fig. 2.17 Velocidad media de ascenso de un conjunto de burbujas en una columna de burbujas sobre una fila de orificios

Las columnas de burbujas de aire anteriormente descritas aumentan en un flujo no confinado lateralmente. En la presencia de los límites laterales de confinamiento, la velocidad de ascenso media será impedida por el hecho que el agua desplazada inducirá un contra-reflujo hacia abajo por razones de continuidad en la misma forma que el efecto de una pared lateral de un tubo estrecho afecta la sedimentación de una sola partícula. En configuraciones de flujo donde las burbujas ocurren en toda la región de flujo (como en vertedores), la velocidad de ascenso media de las burbujas, debe, por continuidad ser obstaculizada.

#### Efecto del gradiente de presión sobre el movimiento de burbujas de aire.

El movimiento de burbujas de aire es usualmente considerado en cuerpos de agua con una distribución de presión más o menos hidrostática. En este caso, las burbujas suben verticalmente hacia arriba. Si la distribución de presión cambia, el movimiento de las burbujas de aire puede ser fuertemente afectado. Por ejemplo, en un chorro en caída libre sin gradiente de presión, la fuerza resultante en la burbuja y por lo tanto su velocidad de deslizamiento se desvanece. Una situación extrema es encontrada en aireadores de vertedores (Fig. 2.18). Debido a la presión subatmosférica por debajo de la napa, un gradiente de presión a través del flujo de agua resulta que es de signo opuesto al caso hidrostático. Por tanto, las burbujas experimentan una fuerza hacia abajo y por lo tanto se mueven hacia abajo en relación al agua circundante.

#### Efectos de la turbulencia en las burbujas de aire.

Las burbujas de aire son fuertemente afectadas por la turbulencia del flujo. Esto es principalmente turbulencia realizada en el flujo de agua generada ya sea por los muros de cortante (fricción en el fondo) o por la capa de cortante libre (chorros incidentes, superficie cilíndrica, zonas de separación). Sin embargo, la presencia de las burbujas de aire también contribuye a fluctuaciones turbulentas (las burbujas inducen turbulencia), en el caso de agua estancada es la única fuente de turbulencia.

Las fluctuaciones turbulentas pueden ser responsable por:

- Ruptura de grandes burbujas de aire es debida a la acción cortante.
- El colapso de burbujas pequeñas en el núcleo de los vórtices del flujo, puesto que el aire sigue el gradiente de presión en el flujo mucho más rápidamente que el agua debido a su inercia mucho menor.

En flujos de canales abiertos, el flujo de agua es principalmente en dirección paralela al fondo del canal, y la fricción de la pared inducida por las fluctuaciones turbulentas (RMS)  $v_t = \sqrt{\bar{v}^2}$  aumenta en una primera aproximación linealmente con la velocidad del flujo de agua principal  $v_w$ . Comparando la velocidad de flujo de agua  $v_w$  con la de la burbuja  $v_b$ , que está en el orden de magnitud de 30 cm/s, uno puede por tanto distinguir:

- Cerca de los cuerpos de agua estancada ( $v_w \ll v_b$ ) tales como lagos o depósitos, con burbujas inducidas esencialmente por turbulencia.
- Agua que fluye lentamente ( $v_w \approx v_b$ ) con interacción aire-agua, y
- Flujo de alta velocidad ( $v_w \gg v_b$ ) con efectos pronunciados de la turbulencia del flujo de agua sobre las burbujas de aire. Para este rango, Thomas et al (1983) estudio la captura y transporte de pequeñas burbujas por vórtices discretos en una capa cortante. Usando modelos numéricos y físicos mostro que las pequeñas burbujas de aire ascendentes dentro del agua son atrapadas y transportadas por los vórtices.

## 2.8. Burbujas inducidas por el flujo de agua.

En agua estancada ( $v_w \ll v_b$ ) o en agua que fluye lentamente ( $v_w \approx v_b$ ), los efectos de las burbujas en el campo de flujo puede ser bastante pronunciado. El arrastre de burbujas de aire ejerce una fuerza de flotabilidad en el agua circundante. Este proceso puede ser mejor ilustrado por una columna de burbujas generada por la inyección de aire comprimido en el fondo de un cuerpo de agua en reposo. La resultante media del campo de flujo y la turbulencia son totalmente debidas a la flotabilidad del aire y a la dinámica de la multitud de las burbujas (burbujas inducidas solo por la turbulencia).

El campo de flujo de aire y agua en columnas de burbujas (Kobus, 1973) está caracterizado por el hecho de que el impulso vertical del flujo de agua inducido aumenta con la distancia hacia arriba de la fuente de aire debido a la acción continua de las burbujas flotantes. La fuerza de flotabilidad de entrada  $F_B$  por unidad de tiempo está dada por la cantidad de arrastre de aire:

$$F_B = (\rho_w - \rho_a)gQ_a = \rho_w g Q_a \dots \dots \dots (2.15)$$

Y con esto el impulso vertical del flujo  $M_{w,z}$  puede ser expresado como:

$$\frac{dM_{w,z}}{dz} = F_B - F(v_b) \dots \dots \dots (2.16)$$

Con  $F(v_b)$  representando la fuerza de resistencia a la velocidad de deslizamiento ( $v_b$ ). Si las burbujas de aire fueran infinitamente pequeñas (es decir velocidad de deslizamiento igual a cero y por tanto  $F(v_b) = 0$ ), entonces el campo de flujo sería correspondiente a la columna de flotación clásica. Sin embargo, las burbujas de tamaño finito exhiben una velocidad de deslizamiento ( $v_b$ ) relativa al agua circundante, que se traduce en un aumento correspondientemente menor del impulso de flujo de agua. Parte de la fuerza de flotabilidad  $F_B$  mueve las burbujas de aire a través del líquido contra la fuerza de resistencia  $F(v_b)$  a la velocidad de deslizamiento, y la parte restante actúa para aumentar el impulso del flujo de agua  $M_{w,z}$ .

Este hecho ilustra la importancia del tamaño de las burbujas de aire en la determinación de la concentración y distribución de velocidad: entre más grandes son las burbujas, mayor es la velocidad de deslizamiento  $v_b$  y la velocidad del agua inducida es menos pronunciada.

En contraste, el impulso de flujo horizontal del flujo de agua permanece esencialmente no afectado por la presencia de las burbujas de aire. La insignificante densidad de las burbujas de aire les permite ser transportadas lateralmente por el flujo de agua sin deslizamiento significativo. El único cambio notable para las componentes horizontales del flujo debido a la alta concentración de aire por lo que sus efectos serán sobre la densidad de la mezcla local. Se sigue que los efectos más pronunciados de las burbujas de aire sobre el flujo de agua se producen en configuraciones de flujo predominantemente verticales, tales como chorros incidentes o en vertedores con caída vertical, y que, ello juega un papel menos importante en los flujos predominantemente horizontales.

Como un ejemplo ilustrativo de los efectos drásticos que el arrastre de aire puede tener dentro de un campo de flujo de agua, dos situaciones de flujo en una estructura de caída son mostradas en la Fig. 2.18, las cuales son descritas en detalle por Kobus & Westrich (1983). Una comparación de configuraciones de flujo con una tasa alta de entrada de aire (la parte inferior) muestra que la presencia del arrastre fuerte de burbujas y salida de aire afecta el flujo de agua en la medida que el sitio de separación del flujo se cambia y que la dirección de rotación del flujo en la zona de separación se invierte.

En flujos de alta velocidad (es decir vertedores) con velocidades de agua mucho más grandes que la velocidad de ascenso de las burbujas, los efectos dinámicos de las burbujas de aire en el flujo son insignificantes y las burbujas se comportan casi igual a restos inertes o al igual que partículas finas suspendidas.

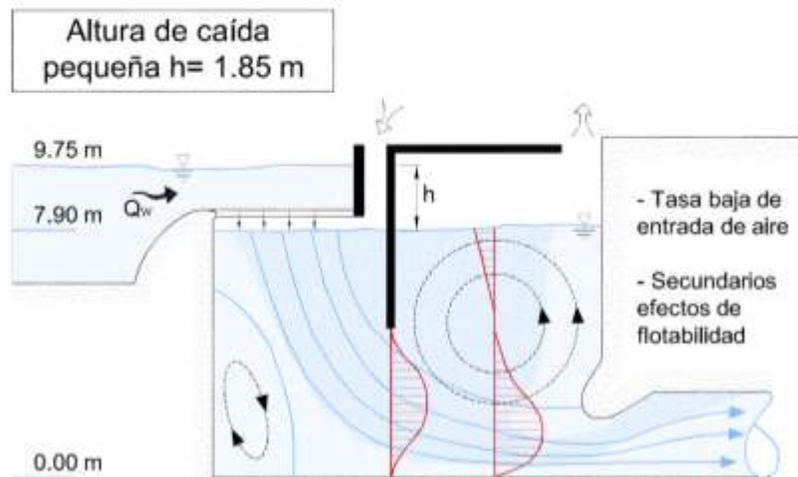
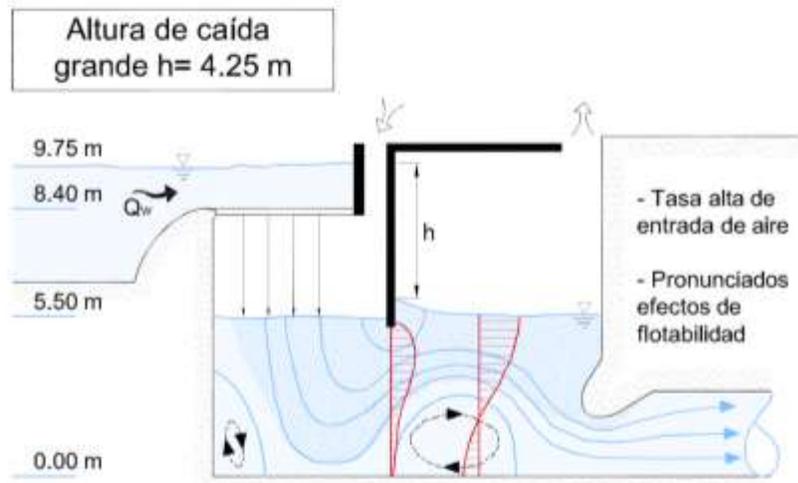
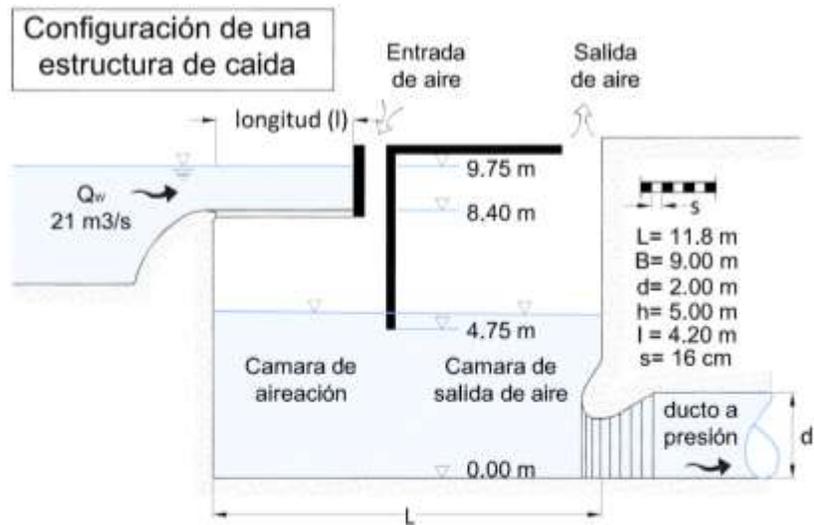


Fig. 2.18 Efectos de la flotabilidad del aire en un campo de flujo en una estructura de caída (modificado de Kobus & Westrich, 1983).

## CAPITULO 3. CAVITACIÓN EN VERTEDORES

### 3.1. Descripción del fenómeno.

La cavitación se define normalmente como la formación de una burbuja o cavidad dentro de un líquido. El termino cavitación (originalmente acuñado por R. E. Froude) implica el proceso, desde la formación de burbujas a gran escala (comienzo), hasta la aglomeración de cavidades (supercavitación). La formación de burbujas individuales, nubes de burbujas, supercavitación, etc., está directamente relacionado con un descenso en la presión del flujo hasta un valor crítico, que a su vez, está asociado con efectos dinámicos, ya sea por un líquido que fluye o por un campo acústico (Roger, 1981).

#### Formación de cavidades.

Una forma de comprender el proceso de formación de cavidades en un líquido, puede ser examinando su punto de ebullición. Por ejemplo, cuando el agua es calentada, la temperatura se incrementa, lo cual resulta en un incremento en la presión de vapor del agua (Fig. 3.1). Cuando la presión de vapor iguala a la presión local, la ebullición se produce, en este punto el agua se transforma en vapor de agua dando origen a cavidades o burbujas de vapor (USBR, 1990).

La temperatura a la cual la ebullición se produce está en función de la presión. Cuando la presión local es menor, el punto de ebullición se produce a una temperatura menor. Ya que la presión local está en función de la elevación, la ebullición se produce a menores temperaturas en altas elevaciones (Fig. 3.1).

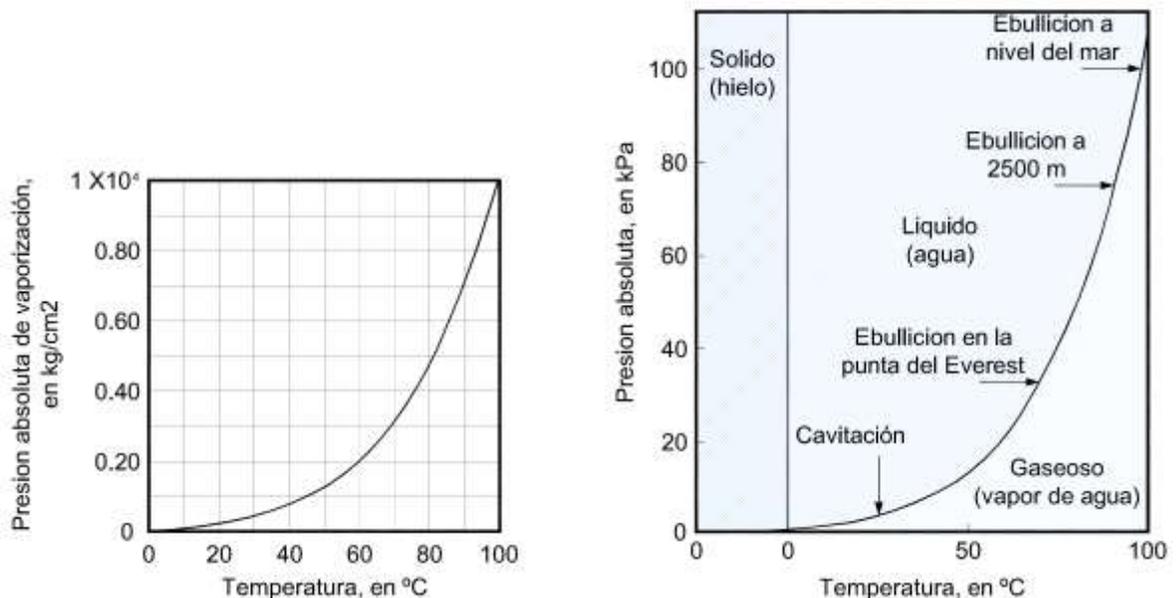


Fig. 3.1 Presión de vaporización y diagrama de fases del agua.

Aunque las cavidades son formadas dentro del agua por ebullición y el proceso se produce cuando la presión local iguala a la presión de vapor del agua, existe una diferencia entre la ebullición y la cavitación. La ebullición es el proceso mediante el cual, el agua pasa de estado líquido a vapor por cambio en la temperatura mientras que la presión permanece constante, y la cavitación es el proceso mediante el cual el agua pasa de estado líquido a vapor por cambio en la presión mientras que la temperatura permanece constante (USBR, 1990), (Fig. 3.1).

Las cavidades pueden aparecer en líquidos en reposo o en movimiento. En líquidos en reposo, se puede lograr por medio de un aumento en la temperatura por transferencia de calor como ya se menciona. Para líquidos en movimiento se puede lograr por medio de una disminución local de presión por aumento de la velocidad, en este caso las burbujas generadas son transportadas aguas abajo por la corriente hasta zonas donde la presión es más alta, dando lugar al brusco colapso de las mismas.

### Resistencia a la tracción.

La facultad de un líquido de soportar esfuerzos de tracción (resistencia a la formación de cavidades) es conocida como "resistencia a la tracción". La Fig. 3.2 muestra la resistencia del agua a la tracción (presión negativa). Así, bajo ciertas condiciones el agua pura puede soportar muy altas tensiones de tracción, o presiones negativas, mucho más bajas que la presión de vaporización. Esta clase de agua, capaz de soportar tensiones de tracción de más de 250 bar a temperatura ambiente, (125,000 veces más bajas que la presión de vapor) puede ser producida solamente en laboratorios altamente especializados (Marchegiani, 2010).

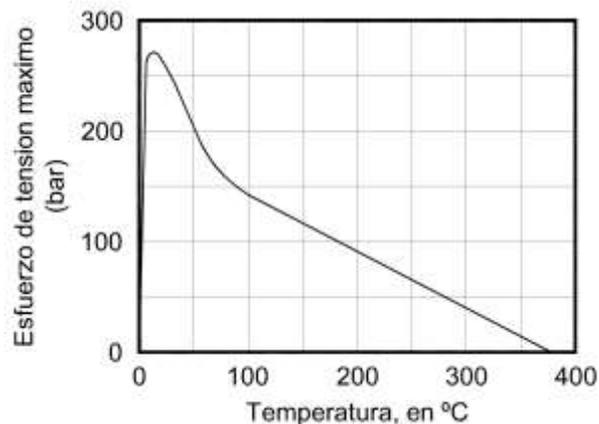


Fig. 3.2 Resistencia a la tracción del agua.

La tensión necesaria para "romper" o "fracturar" un líquido, es decir vencer las fuerzas de cohesión intermoleculares es, como se dijo anteriormente, enorme. Pero el fenómeno de cavitación ocurre en presencia de esfuerzos muchos menores, ello quiere decir que en la práctica los líquidos ya están "desgarrados". A estas fracturas previas se las denomina "núcleos de cavitación", y son los iniciadores del proceso.

### Núcleos de cavitación.

Los núcleos de cavitación son micro-burbujas de gases adheridas a materiales sólidos presentes en los líquidos, micro-burbujas retenidas en fisuras de la superficie de los conductos de transporte de un flujo, o gases absorbidos por el líquido (Fig. 3.3) (Marchegiani, 2010).

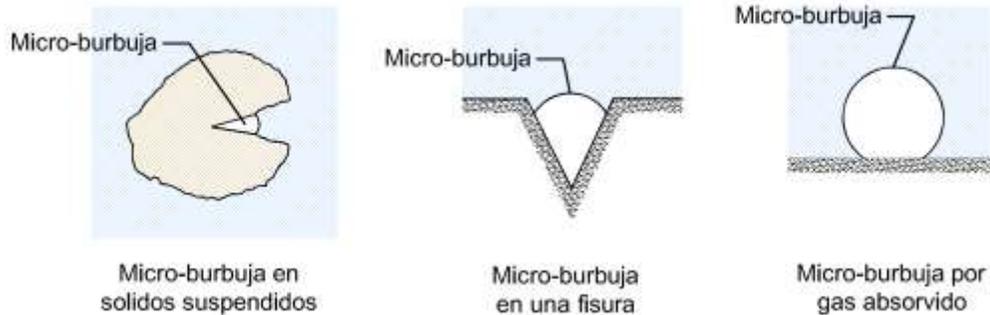


Fig. 3.3 Núcleos de cavitación.

Como se menciona el agua pura, libre de núcleos de cavitación, es capaz de soportar grandes esfuerzos de tensión antes de que la cavitación aparezca y las moléculas del líquido se separen. Sin embargo, se debe considerar que en un fluido real se presentan siempre puntos de nucleación, esto da lugar a una discontinuidad en el medio y a superficies cóncavas que inducen la nucleación o formación de las micro-burbujas.

Estos núcleos al ser sometidos a una zona de baja presión comienzan a expandirse. Si la presión disminuye hasta una magnitud tal que se alcance la presión de vapor del fluido a la temperatura respectiva, entonces el líquido que rodea a este núcleo se vaporiza y comienza a crecer hasta que se hace visible en forma de burbuja (Fig. 3.4)

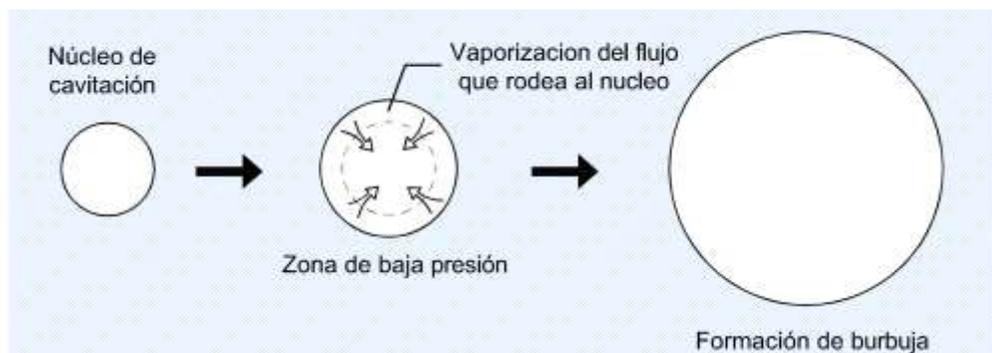


Fig. 3.4 Expansión de un núcleo de cavitación.

### Dinámica del colapso

Para simular y comprender el colapso dinámico de una burbuja producida por un núcleo de cavitación, es necesario considerar la compresibilidad del agua, la compresibilidad del gas dentro de la burbuja y los cambios en la entalpía. Estas consideraciones resultan en seis ecuaciones diferenciales y cuatro ecuaciones algebraicas que deben ser resueltas simultáneamente (USBR, 1990).

La solución numérica de las ecuaciones revela que el colapso de las burbujas consiste de fases en las que el diámetro de la burbuja desciende, alcanza un valor mínimo, y entonces crece o rebota (Fig. 3.5). Este proceso se repite por varios ciclos con el diámetro de la burbuja descendiendo durante cada ciclo, hasta que finalmente llega a ser de un tamaño microscópico.

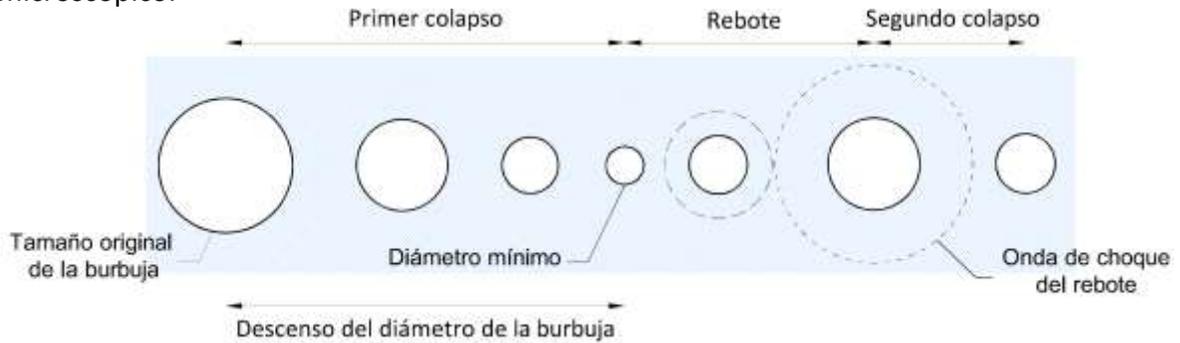


Fig. 3.5 Colapso de una burbuja.

Durante la fase de rebote se forman ondas de choque. La velocidad de las ondas de choque es igual a la velocidad del sonido en el agua. Asumiendo que el agua es incompresible, Hickling y Plesset encontraron que la intensidad de las ondas de choque varía inversamente con la distancia desde el centro de colapso. A una distancia de dos veces el radio inicial de la burbuja desde el centro de colapso, la presión es aproximadamente doscientas veces la presión atmosférica.

Varios factores modifican el mecanismo de colapso de una burbuja esférica. Por ejemplo, si la burbuja colapsa en la presencia de un gradiente de presión (Fig. 3.6), la forma de la burbuja no permanece simétrica. Si la burbuja colapsa cerca de una frontera rígida, la frontera restringe el flujo hacia la burbuja causando también un colapso asimétrico (Fig. 3.7).

Ambos casos causan que un lado de la burbuja se deforme hacia dentro, formando un chorro, que penetra hasta el lado opuesto (Fig. 3.6 y 3.7). El chorro formado por el colapso asimétrico de una burbuja se le denomina micro-chorro. Hammitt concluyó que en muchos casos de daños por cavitación fueron debidos principalmente al impacto del micro-chorro sobre la superficie y no a las ondas esféricas de choque que emite el rebote de las burbujas. Sin embargo recientes estudios foto-elásticos muestran que las ondas de choque generan un impulso de presión mucho mayor que el chorro.

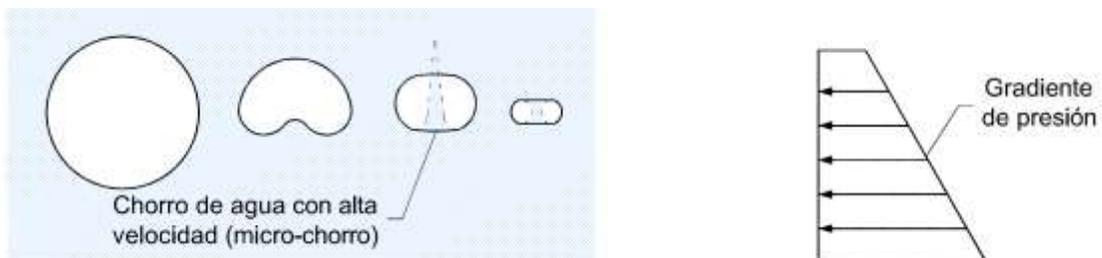


Fig. 3.6 Colapso de una burbuja en presencia de un gradiente de presión.

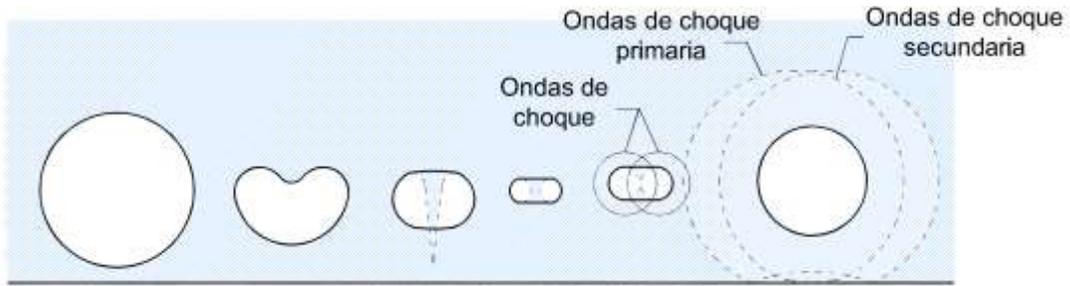


Fig. 3.7 Colapso de una burbuja cerca de una frontera rígida.

Si más de una burbuja está presente, el colapso de la primera producirá ondas de choque que afectarán a otras burbujas (Fig. 3.8). Estas ondas de choque causarán el colapso asimétrico repentino de burbujas en los alrededores. El chorro formado por el colapso asimétrico causado por ondas de choque es llamado ultra-chorro.

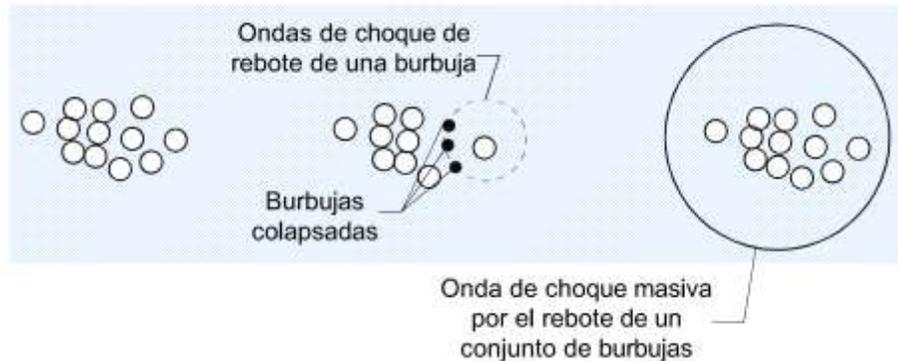


Fig. 3.8 Colapso de una multitud de burbujas.

Desafortunadamente no existe una teoría que pronostique la magnitud de la presión generada por el colapso de una nube de burbujas. Sin embargo uno puede formular la siguiente hipótesis: Si una burbuja en una multitud colapsa, la onda de choque producida por la burbuja de rebote hará que otras burbujas en la zona colapsen, el proceso continuara en forma de reacción en cadena hasta que la multitud de burbujas colapse simultáneamente.

Otro factor que influye en el colapso de burbujas de cavitación es la presencia de vórtices dentro del flujo. Los vórtices son generados por un flujo cortante que colecta burbujas en su eje, dependiendo de la proximidad de las burbujas, pueden permanecer unas cerca de otras formando una nube o pueden unirse en forma de filamentos.

### 3.2. Cavitación en la superficie del vertedor.

En las obras de excedencia un factor que limita su diseño, es la presencia de erosión por cavitación, dicha erosión puede presentarse atrás de cualquier obstáculo, cambio de dirección o debido a la rugosidad de la superficie sobre la cual ocurre un flujo con velocidad alta. Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario proteger (Echávez, 1979).

Como se menciona, la cavitación es el proceso de formación de cavidades en un líquido. En estructuras hidráulicas, el líquido es agua y las cavidades están llenas con vapor de agua y aire. La cavitación en una obra de excedencias, es un fenómeno que se produce cuando la presión absoluta en el interior de un fluido disminuye hasta la presión de vaporización del fluido, en este punto los esfuerzos de tensión en el interior del fluido causan la formación de bolsas o cavidades de vapor, a partir de estas cavidades se desprenden burbujas de vapor que son transportadas a regiones de alta presión donde se condensan súbitamente produciéndose una implosión. Las burbujas al cambiar de estado gaseoso a líquido bruscamente, reducen su volumen 100 a 1000 veces en un milésima de segundo, si este fenómeno ocurre cerca o en contacto de la frontera rígida, inducirá esfuerzos muy altos hasta de  $10^4 \text{kg/cm}^2$ , que al repetirse continuamente desprenderán material, aun en superficies de acero.

El mecanismo que da origen al proceso de cavitación en las obras de excedencia, está asociado principalmente a la fluctuación de turbulencia generada en la frontera rígida como consecuencia de la rugosidad local (Fig. 3.9) (tales como desplazamientos causados por juntas en el concreto, nervaduras longitudinales, y detalles constructivos). Algunas causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local (Wood R., 1991) se muestran en la Fig. 3.10.

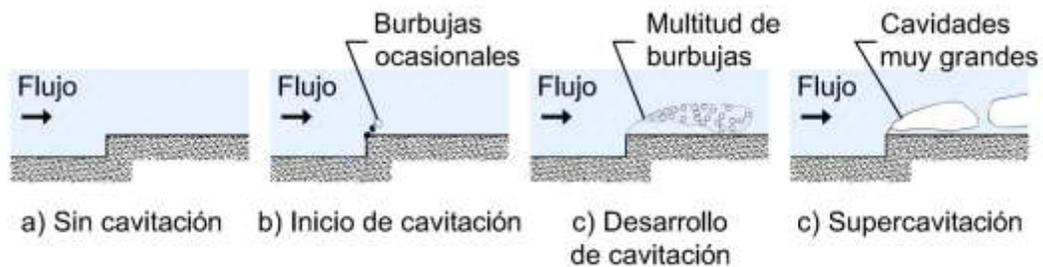


Fig.3.9 Formación de cavitación por efecto de la rugosidad local.

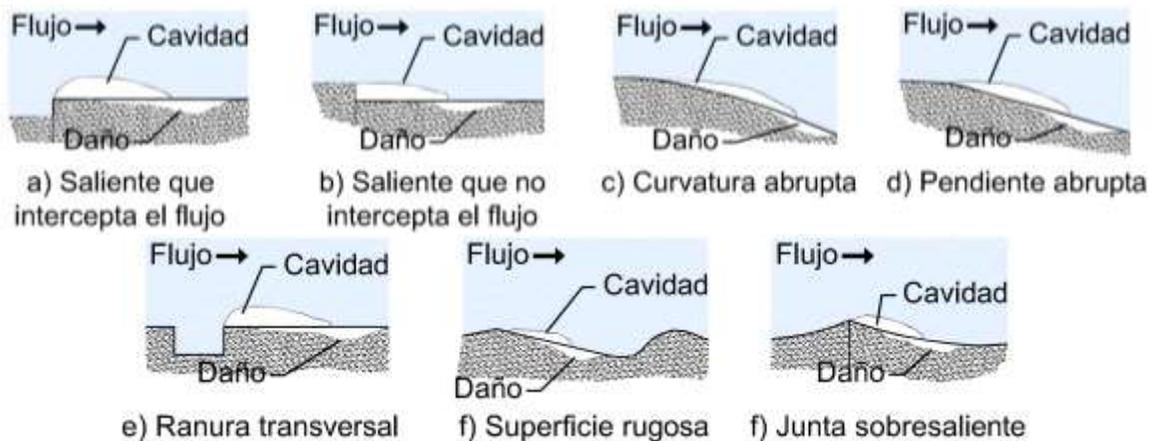


Fig. 3.10 Causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local.

### 3.3. Aireación de zonas expuestas a la cavitación.

En las obras hidráulicas con flujos de alta velocidad, la aireación puede llevarse a cabo en forma natural o inducida. Para explicar el proceso de inclusión de aire de forma natural, en flujos de alta velocidad, se han formulado dos teorías: la teoría de las estrías longitudinales, y la del desarrollo de la capa límite, estas teorías al combinarse proporcionan un modelo cuantitativo-cualitativo que da una idea más completa del fenómeno (Arreguín, 2000). Por otra parte la aireación inducida es el fenómeno de inclusión de aire, por medio de dispositivos artificiales construidos en la obra. Peterka (1965), estudió la relación entre concentración de aire y daños por cavitación para flujo de alta velocidad (30 m/s), y encontró que para una concentración de aire de 7.4% no se presentan daños en el concreto y que estos son pequeños para una concentración del 2%. (Fig.3.11).

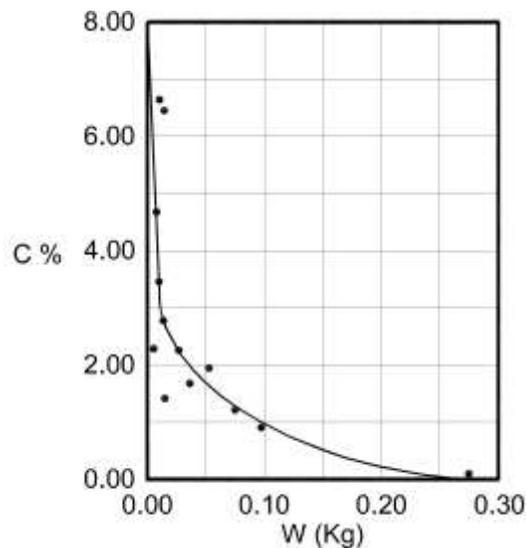


Fig. 3.11 Pérdidas de concreto en peso debidas a cavitación, en función de la concentración de aire, (Peterka, 1965).

#### Aireación natural

Cuando se observa el flujo en un vertedor, normalmente se puede apreciar una región de agua limpia en la zona donde el agua entra al vertedor, entonces una distancia aguas abajo, el agua súbitamente pierde transparencia y toma una apariencia de color blanco. Lane (1939) sugiere que el “agua blanca” inicia cuando la capa límite turbulenta desde la frontera rígida intercepta la superficie del agua.

Sin embargo, no es la única forma en la que el “agua blanca” puede aparecer en un vertedor. La American Society of Civil Engineers Task Committee on Air Entrainment in Open Channels, reportó pruebas en las que el arrastre de aire es generado por la capa límite al lado de las paredes del vertedor y aguas abajo de pilas sobre el vertedor. Este último caso resulta de la rotación del flujo sobre sí mismo a medida que se expande después de pasar a través de la abertura entre las pilas. Levi (1959), observó en un modelo

a escala 1:7, del vertedor de la presa Peñitas, que el chorro lanzado por la cubeta se rompía en 22 crestas aisladas y separadas regularmente. Después de varias pruebas se pudo demostrar que las estrías eran vórtices longitudinales debido a las propiedades de estabilidad, reducción de la componente longitudinal de la velocidad, succión de partículas solidas que vienen de aguas arriba y expulsión de aquellas que tratan de penetrar de lado. Todas estas formas de arrastre de aire aparecen en la Fig. 3.12



Fig. 3.12 Formas de arrastre de aire en un vertedor- Canyon Ferry Montana (Foto obtenida de la página web de montanafilm).

Para entender como el aire ingresa al flujo de agua en un vertedor de forma natural, la estructura vertical y longitudinal del flujo se ha dividido en distintas zonas.

La estructura vertical de un flujo altamente turbulento en un vertedor se ha dividido en cuatro zonas, Killen y Anderson (Fig.3.13). A continuación se describen cada una de ellas:

- *Una zona superior donde gotas de agua están continuamente volando:* Esta zona consiste de partículas de agua que han sido proyectadas de la zona de mezcla. Normalmente esta región es despreciable para consideraciones en ingeniería ya que su masa es pequeña.
- *Una zona de mezcla donde la superficie del agua es continúa:* La zona de mezcla consiste de una región de ondas superficiales con amplitud y frecuencia aleatorias. El conocimiento de las características de esta zona es extremadamente importante ya que todo el aire que es ingresado o liberado del cuerpo de agua pasa a través de esta zona.

- *Una zona subyacente donde las burbujas de aire se propagan dentro del cuerpo de agua:* Es una región donde las ondas no penetran. La concentración de aire en cualquier profundidad de esta zona está determinada por el número y tamaño de las burbujas de aire.
- *Una zona libre de aire:* Existe sólo en la sección de un canal donde la aireación todavía se está desarrollando. En la mayoría de las aplicaciones prácticas, el límite entre la zona libre de aire y la zona subyacente no puede ser determinado con precisión.

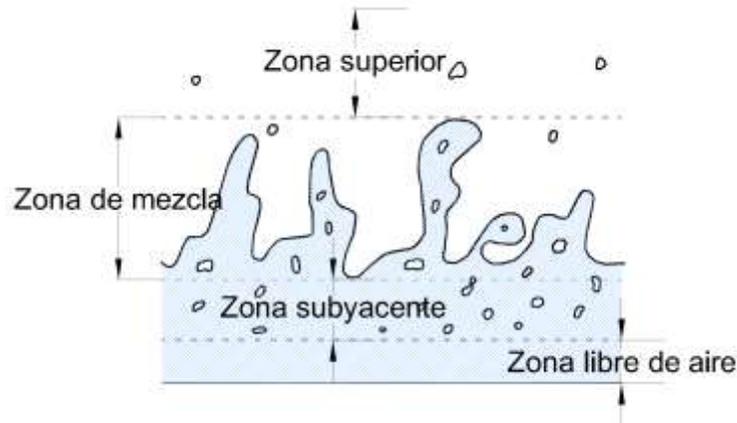


Fig. 3.13 Estructura vertical de un flujo en un canal abierto.

La estructura longitudinal de un flujo en un vertedor se ha dividido en tres zonas, Borman (Fig. 3.14). Estas son:

- *Zona sin arrastre de aire (flujo no aireado),* donde la capa límite turbulenta no ha alcanzado la superficie del agua. El punto en el cual la capa límite turbulenta alcanza la superficie del agua, propiciando la inclusión de aire es comúnmente denominado “punto de inicio”.
- *Zona en desarrollo (flujo gradualmente variado),* en la que los perfiles de concentración de aire no son constantes con la distancia. Keller, Lai, y Wood dividieron esta zona en dos secciones. La primer parte denominada *región de flujo parcialmente aireada*, es una región donde la aireación aun no se desarrolla por completo, y el aire que penetra en el agua no ha alcanzado el fondo del vertedor. La segunda parte fue denominada *región de flujo totalmente aireada*, es una región donde la aireación se ha desarrollado por completo, el aire ha alcanzado el fondo del vertedor, pero el perfil de concentración de aire continua variando con la distancia.
- *Zona desarrollada o estado de equilibrio (flujo uniforme),* en esta zona el arrastre de aire está completamente desarrollado, y los perfiles de concentración de aire son constantes.

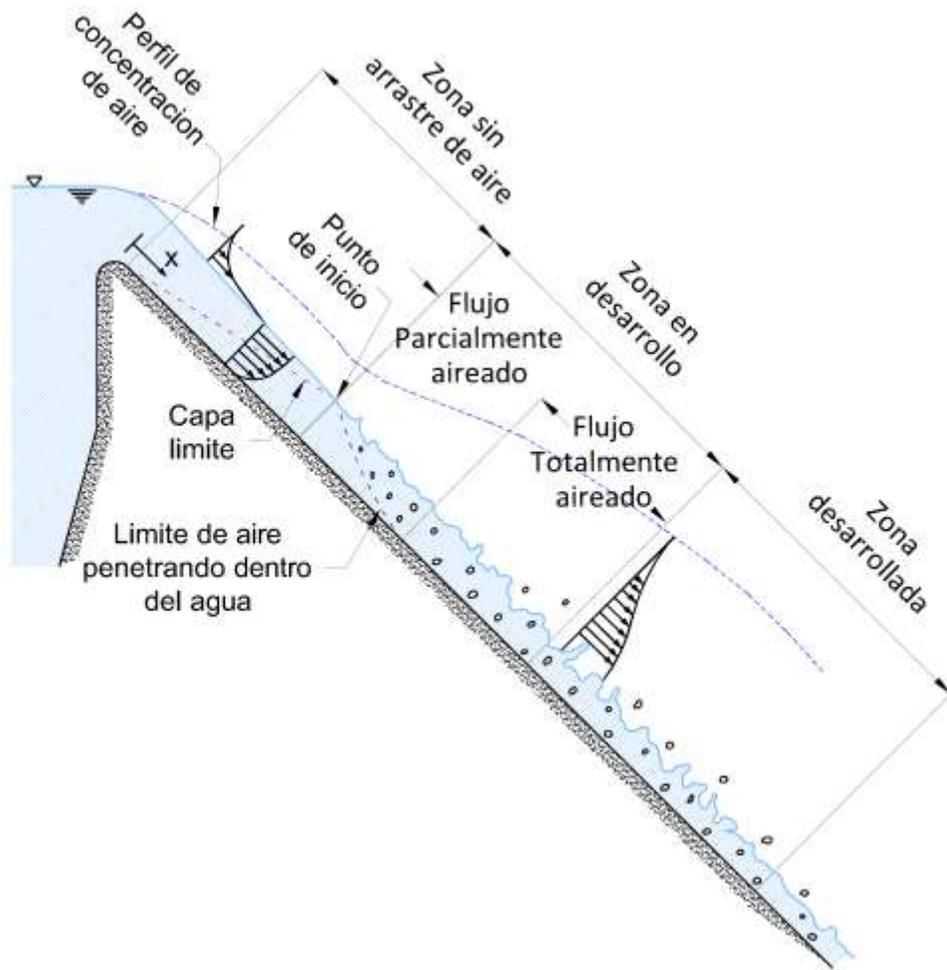


Fig. 3.14 Estructura longitudinal de un flujo en un canal abierto.

La ubicación del punto de inicio es muy importante, ya que permite conocer la distancia a la cual se tiene una concentración de aire elevada que permite en algunos casos proteger en forma natural la obra contra cavitación.

Ubicación del punto de inicio.

La Waterways Experiment Station (WES), ha desarrollado una relación para obtener la distancia a la cual se encuentra el punto de inicio.

$$\frac{\delta}{x} = 0.08 \left[ \frac{x}{k_s} \right]^{-0.233} \dots \dots \dots (3.1)$$

Donde:

- $\delta$ : Grosor de la capa limite turbulenta (Fig. 3.15),(m).
- $x$ : Longitud medida a lo largo del perfil del vertedor (Fig. 3.15), (m).
- $k_s$ : Rugosidad equivalente a un grano de arena, (m).

Con el fin de localizar el punto de inicio, se obtienen valores de  $\delta$  para diferentes valores de  $x$ . El punto de inicio se localiza en el valor de  $x$  para el cual  $\delta$  coincide con la altura de la superficie libre medida perpendicular a la superficie del vertedor.

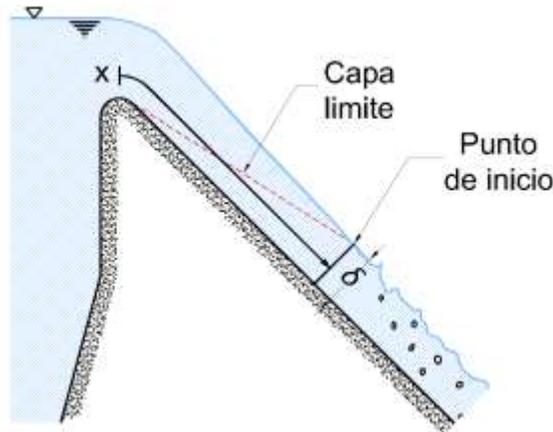


Fig. 3.15 Variables del método WES.

Otra relación es la obtenida por Keller y Rastogi, válida para vertedores con ancho constante y pendiente constante entre 5 a 70 grados.

$$\frac{\delta}{x_s} = 0.0212 \left[ \frac{x_s}{h_s} \right]^{0.11} \left[ \frac{k_s}{x_s} \right]^{0.10} \dots\dots\dots (3.2)$$

Donde:

$h_s$ : Medida vertical desde la superficie del vertedor a la elevación del agua en la presa, (m).  
 $x_s$ : Longitud aproximada del desarrollo de la capa límite (Fig. 3.16 )  $\text{sen } \theta = (h_s/x_s)$ , en m.

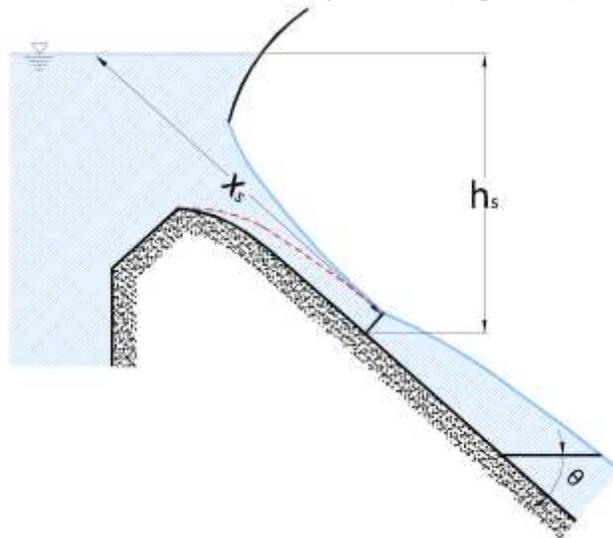


Fig. 3.16 Variables del método de Keller y Rastogi.

Para vertedores con diferentes pendientes, los cálculos pueden llevarse a cabo observando que, en el punto de inicio, la descarga en la capa límite, es igual a la descarga sobre el vertedor. Los cálculos pueden hacerse para distancias pequeñas,  $x$ , hasta que  $q_\delta$  coincida con la descarga en el vertedor (Wood, 1991).

$$q_\delta = \frac{n}{n+1} \sqrt{2gh_s} \delta \dots\dots\dots (3.3)$$

Donde:

$$\frac{u}{u_{fs}} = \left[ \frac{y}{\delta} \right]^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots (3.4)$$

El punto de inicio tradicional se produce cuando la descarga en la capa límite ( $q_\delta$ ), es igual a la descarga en el vertedor, sin embargo como el borde exterior de la capa límite es muy irregular y oscila entre 0,4 y 1,2 veces su profundidad calculada (Fig. 3.17), el arrastre de aire algunas veces iniciara aguas arriba del punto de inicio tradicional por tanto la ecuación (3.4) se convierte en:

$$q_{1.2\delta} = \frac{(6n+1)}{5(n+1)} \sqrt{2gh_s} \delta \text{ donde : } \frac{u}{u_{fs}} = \left[ \frac{y}{\delta} \right]^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots (3.5)$$

Donde:

- $q_\delta$ : Descarga de agua por unidad de ancho dentro de la capa límite, ( $m^2/s$ ).
- $q_{1.2\delta}$ : Descarga de agua por unidad de ancho dentro de 1.2 veces la capa límite, ( $m^2/s$ ).
- $n$ : Viene de la distribución de velocidad dentro de la capa límite, (adimensional).
- $u$ : Velocidad del agua, (m/s).
- $u_{fs}$ : Velocidad libre de la corriente de flujo (Fig. 3.17), (m/s).
- $y$ : Distancia medida perpendicularmente a la superficie del vertedor, (m).

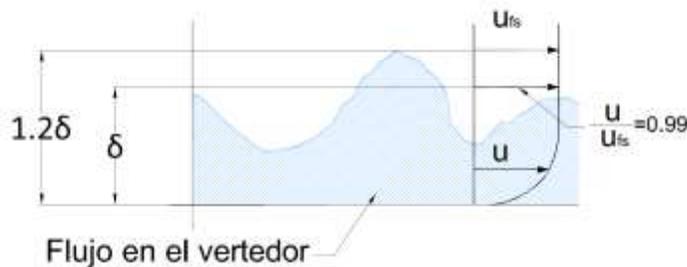


Fig. 3.17 Esquema de la capa límite turbulenta (Harleman).

Wood obtuvo una expresión válida para un vertedor de ancho constante y con variaciones en la pendiente.

$$\frac{d\delta}{dx_s} = \frac{\delta}{x_s} \left[ 0.9 - 0.11x_s \cot\theta \frac{d\theta}{dx_s} \right] \dots\dots\dots (3.6)$$

Esta ecuación puede también ser modificada para permitir una variación gradual del ancho. Para esta ecuación los cálculos se realizan dividiendo la longitud de la rampa de descarga en pequeños tramos, las velocidades en las dos secciones se calculan y promedian, y la nueva profundidad en cada sección se calcula. La profundidad total del flujo,  $y$  (m), se puede calcular aplicando la ecuación de Bernoulli para obtener la velocidad libre de la corriente de flujo.

$$d = \delta + \frac{(q - q_\delta)}{u_{fs}} \dots \dots \dots (3.7)$$

Donde:

$q$ : Descarga de agua por unidad de ancho en un vertedor, (m<sup>2</sup>/s).

$d$ : Profundidad equivalente de agua clara, (m).

Propiedades del flujo aguas abajo del punto de inicio.

Concentración de aire.

En las regiones que contienen aire, la concentración de aire local ( $c$ ), se define como el volumen de aire por unidad de volumen, y este se toma normalmente como un valor promediado en el tiempo. La profundidad equivalente de agua limpia es entonces:

$$d = \int_0^\infty (1 - c) dy \dots \dots \dots (3.8)$$

Donde:

$$c = \frac{\text{volumen de aire}}{\text{volumen de aire} + \text{volumen de agua}}$$

Y donde  $y$  es la medida perpendicular a la superficie del vertedor. La velocidad media del agua es entonces:

$$u_w = \frac{q}{d} \dots \dots \dots (3.9)$$

Donde  $q$  es la descarga de agua en el vertedor por unidad de ancho. Una profundidad característica para el flujo auto-aireado definido tanto para el modelo y la medición del prototipo, es la profundidad en la que la concentración media del aire es 90% ( $y_{.9}$ ). La concentración media de aire en promedio sobre esta profundidad característica puede entonces ser definida como:

$$d = (1 - \bar{c})y_{.9} \dots \dots \dots (3.10)$$

Zona en desarrollo (flujo gradualmente uniforme).

Wood (1991) propuso una expresión para calcular la concentración de aire en esta región basada en mediciones hechas en el laboratorio por Straub y Anderson (1985), sin embargo también hace mención de que los resultados obtenidos con esta expresión deben ser verificadas en un prototipo.

$$q \frac{d\bar{c}}{dx} = \frac{0.4 \cos \theta}{q} (\bar{c}_e - \bar{c}(x))(1 - \bar{c}(x))^2 \dots \dots \dots (3.11)$$

Donde:

- $\bar{c}$ : Concentración de aire promedio.
- $\bar{c}(x)$ : Concentración de aire promedio local.
- $\bar{c}_e$ : Concentración de aire promedio en la zona de equilibrio.
- $q$ : Descarga por unidad de ancho en el vertedor ( $m^2/s$ ).
- $\theta$ : Pendiente de vertedor, ( $^\circ$ ).

Zona desarrollada o estado de equilibrio (flujo uniforme).

En la región de flujo uniforme de un canal abierto, las propiedades del flujo tales como la profundidad ( $d_e$ ), y la profundidad de concentración de aire promedio ( $\bar{c}_e$ ), pueden depender de la descarga por unidad de ancho sobre el vertedor, la pendiente, la rugosidad y las propiedades del fluido. Tomando en cuenta que los efectos del número de Reynolds son pequeños y que la rugosidad tiene un rango límite, podemos llegar a la siguiente aproximación (Wood, 1991):

$$\bar{c}_e, f_e = \varphi[S] \dots \dots \dots (3.12)$$

Donde:

- S: pendiente
- $f_e$ : Factor de fricción

Similarmente para la concentración de aire y la distribución de velocidad tenemos (Wood, 1991):

$$c, \frac{u}{u_9} = \varphi \left[ \frac{y}{y_9} \right] \dots \dots \dots (3.13)$$

Wood obtuvo una relación para obtener la distribución de la concentración de aire en la zona de equilibrio Fig.3.18

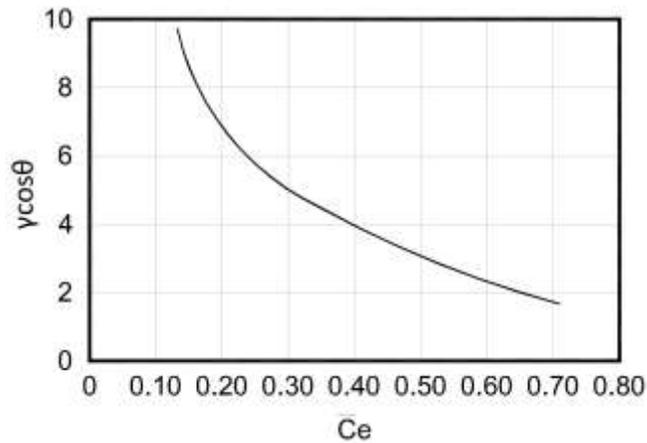


Fig. 3.18 Concentración de aire en la zona de equilibrio en función de la pendiente.

Donde:

$\gamma$ : Peso específico del agua, ( $N/m^3$ ).

$\theta$ : Pendiente de vertedor, ( $^\circ$ ).

### Aireación inducida.

La aireación inducida se lleva a cabo por medio de dispositivos artificiales construidos en la obra. La geometría más común de estos dispositivos puede ser en ranura, escalón, deflector o una combinación de ellos (Fig. 3.19). A continuación se presentan las ventajas y desventajas de estas geometrías (Arreguín, 2000).

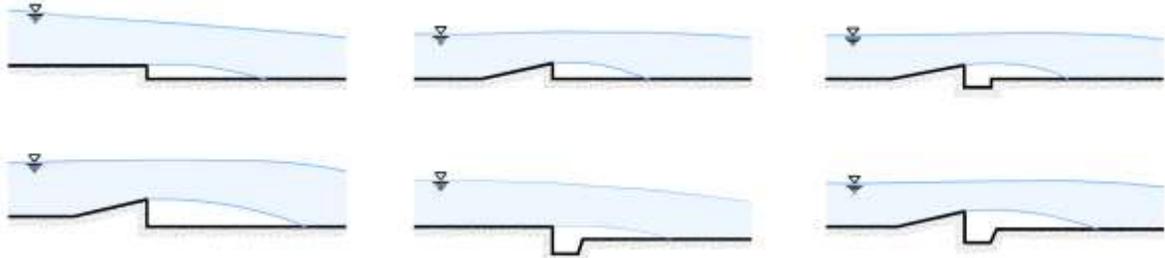


Fig. 3.19 Dispositivos de aireación comunes.

Las ranuras tienen como desventajas que se ahogan con gastos pequeños, provocan áreas expuestas al cortante de poca longitud y su drenaje es deficiente, como ventaja puede decirse que son fáciles de construir sobre todo en túneles.

Los escalones producen pocos disturbios en el flujo, sin embargo el área expuesta al cortante es pequeña con respecto al deflector.

En cuanto a los deflectores puede decirse que introducen grandes cantidades de aire, son útiles para gastos considerables, pueden ser construidos fácilmente en obras de servicio y se han utilizado sobre todo en canales a cielo abierto. Una desventaja es que producen ondas en el flujo.

En general estos tipos de estructuras no se utilizan en forma aislada, sino como combinación de dos o tres de ellos.

### Mecanismo de aireación

Una sección típica de un dispositivo de aireación (Arreguín, 2000), se muestra en Fig. 3.20. Las regiones de flujo en un dispositivo de aireación son: una zona de aproximación, zona de transición, zona de aireación y una zona de desaireación. A continuación se describe cada una de ellas.

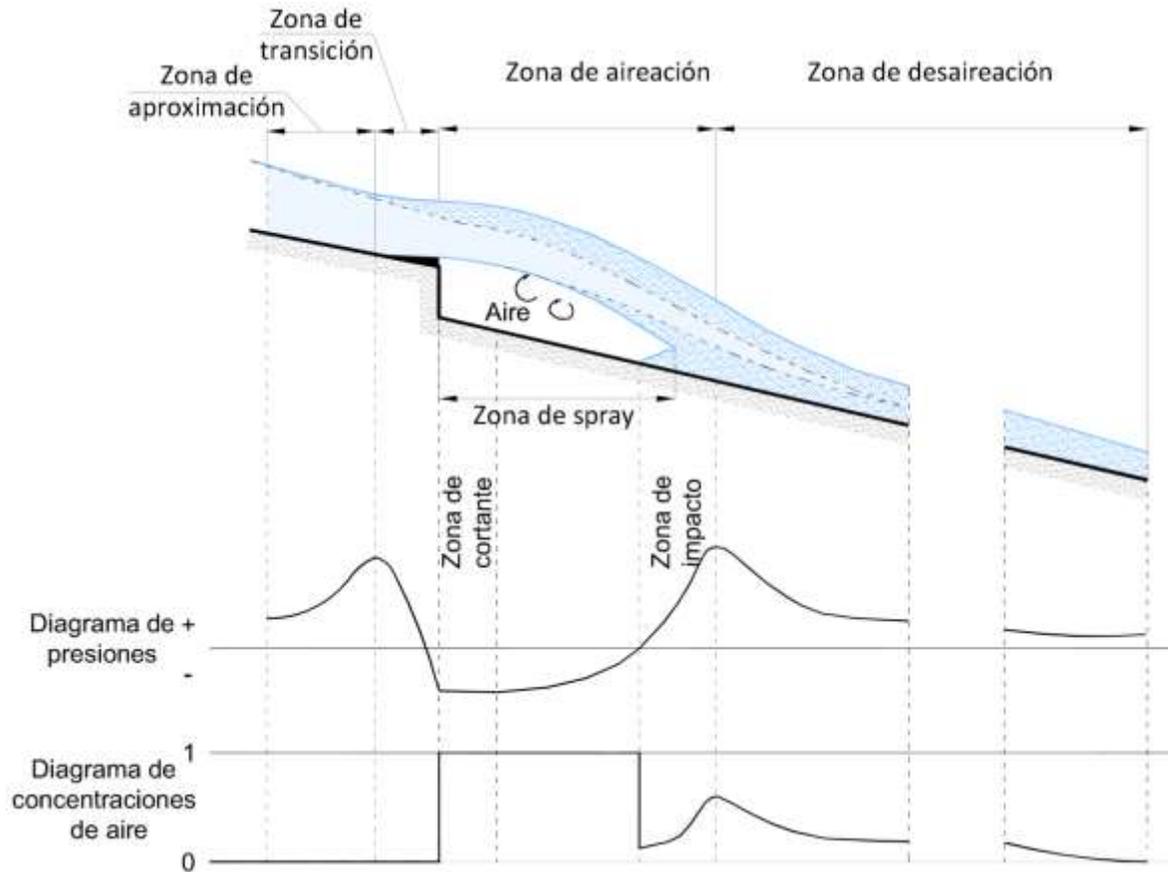


Fig. 3.20 Regiones de flujo para un aireador típico.

- *Una zona de aproximación.* Es la zona inmediata al aireador, en ésta el flujo puede o no ser aireado, dependiendo de las condiciones aguas arriba.
- *Una zona de transición.* Esta zona puede coincidir con la longitud de la rampa o del deflector. Al comienzo de la rampa la presión aumentan por encima del valor hidrostático, pero llega al valor de la presión en la cavidad al final de la rampa normalmente sub-atmosférica. Esta zona puede reducirse a cero en el caso de escalones o ranuras.

- *Una zona de aireación.* la región entre el fin aguas debajo de la rampa, y la región de desaireación. Esta región puede ser dividida en las siguientes tres zonas:
  - o *Zona de cortante.* En esta zona los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo aun es acelerado, sin embargo son suficientes para iniciar el movimiento de aire en la cavidad formada por el chorro, se inicia en el labio de la salida del aireador y su final depende de la geometría y de las condiciones de aproximación.
  - o *Zona de spray.* En esta zona la energía de la turbulencia es mayor que la de la tensión superficial y se inicia el atrapamiento de aire por parte del flujo.
  - o *Zona de impacto.* Se presenta en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal. Vale la pena anotar que hacia aguas arriba de esta zona se produce un retroceso del flujo como lo habían señalado Echávez y Arreguin (1982), debido a que el chorro se bifurca.
- *Zona de desaireación.* En esta zona el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas.

Demanda de aire.

Hamilton (1980), estableció que la demanda de aire de un aireador  $q_a$ , puede calcularse con la ecuación:

$$q_a = KVL \dots \dots \dots (3.14)$$

Donde:

$q_a$ : volumen de aire demandado por el chorro, por unidad de tiempo y por unidad de ancho del vertedor.

V: velocidad media sobre la rampa.

L: longitud de la cavidad.

K: constante, cuyo valor según Hamilton (1980), se encuentra entre 0.01 y 0.035.

### 3.4. Determinación del índice de cavitación local.

#### Índice de cavitación local.

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas es necesario contar con métodos de predicción, que permitan saber si la obra es susceptible a daños por cavitación. Existen varios métodos para predecir en que zonas hay posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas. Sin embargo para efectos prácticos es más común tratar de predecir en que zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas. A continuación se presenta el método de Echávez (1979), quien propuso valuar el índice de cavitación local,  $\sigma_k$ , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente,  $\sigma_{ki}$ , obtenido en el laboratorio para situaciones similares, si  $\sigma_{ki} > \sigma_k$ , existe la posibilidad de cavitación. En caso de superficies rugosas el índice de cavitación local  $\sigma_k$ , según el mismo autor, puede calcularse con la ecuación:

$$\sigma_k = \frac{h_p - h_v}{\frac{v_k^2}{2g}} \dots \dots \dots (3.15)$$

Donde:

$\sigma_k$ : Índice de cavitación local.

$h_p$ : Carga de presión.

$h_v$ : Carga de vaporización.

$v_k$ : velocidad del flujo a una distancia k de la superficie.

Es importante hacer notar que Echávez sugiere hacer correcciones por curvatura al índice local de cavitación en el piso  $\sigma_{kp}$ , considerando como piso a una sección transversal para un ángulo con respecto a la vertical de  $\pm 40^\circ$  y con vértice en el centro de la sección, como se indica a continuación:

$$\sigma_{kp} = 0.76\sigma_k \dots \dots \dots (3.16)$$

Donde:

$\sigma_{kp}$ : Índice de cavitación local en el piso para curvas verticales cóncavas.

$\sigma_k$ : Índice de cavitación local.

Esta corrección se debe aplicar al piso de las curvas cóncavas verticales tanto en túneles como en vertedores de sección transversal plana, pues en estos también se presentan movimientos secundarios que permiten el aumento de velocidad.

Para calcular este índice de cavitación local, es necesario determinar las variables: carga de presión ( $h_p$ ), carga de vaporización ( $h_v$ ), y carga de velocidad local ( $v_k^2 / 2g$ ).

Carga de presión.

Para tramos donde la estructura sea prismática, la carga de presión ( $h_p$ ), será igual a la proyección vertical de la profundidad a la que se encuentre el punto de interés ( $h_{p1}$ ) (Fig. 3.21), si hay curvatura vertical, deberá hacerse la corrección (Echávez, 1979)

$$h_p = h_{p1} \pm \frac{d v^2}{g r} \dots \dots \dots (3.17)$$

- + Curvatura cóncava
- Curvatura convexa

Donde:

$h_p$ : Carga de presión.

$h_{p1}$ : Proyección vertical de la profundidad del punto  $h_{p1} = d \cos(\text{angtang}(S))$ .

$d$ : profundidad del punto, medido perpendicularmente al piso de la obra.

$g$ : aceleración de la gravedad.

$r$ : radio de curvatura de la línea de corriente (prácticamente igual a la del piso de la obra).

$v$ : velocidad media del escurrimiento (aproximadamente igual a  $\sqrt{2gh}$ ).

$S$ : pendiente.

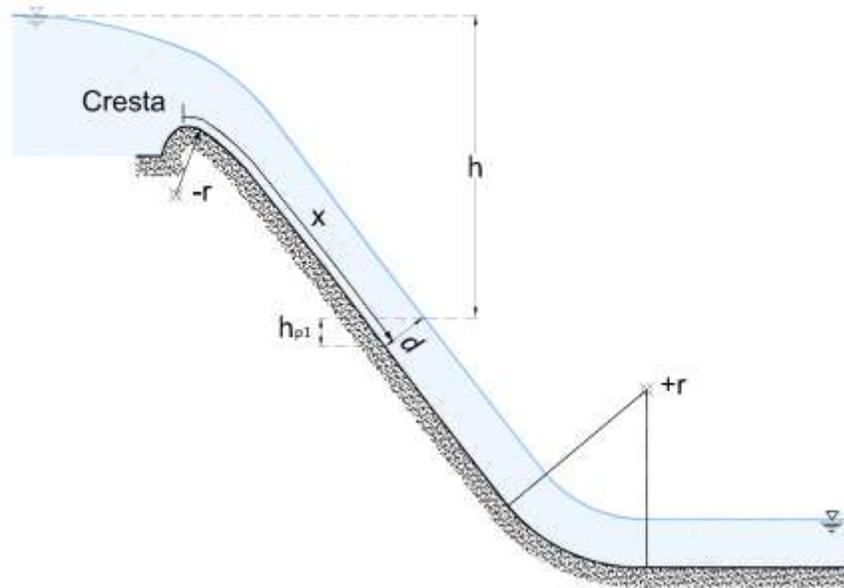


Fig. 3.21. Variables para la obtención de  $h_p$ .

Carga de vaporización.

Esta carga depende del grado de pureza del agua y de su temperatura, para determinarla se puede utilizar la Fig. 3.22. Obsérvese que  $h_v$  es negativa, por lo que el cálculo de  $\sigma_k$ , se añadirá a la carga de presión.

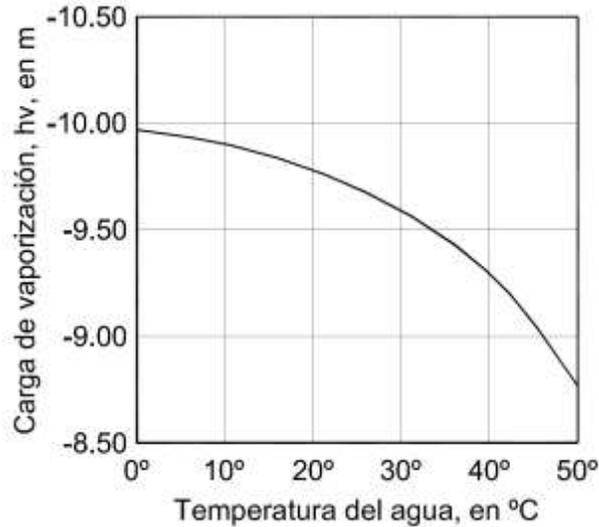


Fig. 3.22 Variación de  $h_v$  con la temperatura.

Carga de velocidad local.

La carga de velocidad local requiere la determinación de  $v_k$ , o sea la velocidad del flujo cerca de la pared. Para obtener esta velocidad, se emplea la velocidad del flujo a una distancia proporcional a la rugosidad de la superficie, por ejemplo a una distancia  $k$  igual a la rugosidad equivalente de Nikuradse. Por lo tanto, la velocidad  $v_k$ , puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}} \dots \dots \dots (3.18)$$

Donde:

- $v_k$ : velocidad del flujo a una distancia  $k$  de la superficie.
- $g$ : aceleración de la gravedad.
- $h$ : caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento
- $x$ : distancia de la cresta del cimacio al punto de análisis.
- $k$ : rugosidad equivalente de Nikuradse de la superficie se puede obtener de la Fig.3.23, o con la Tabla 3.1 propuesta por Echávez, 1979.

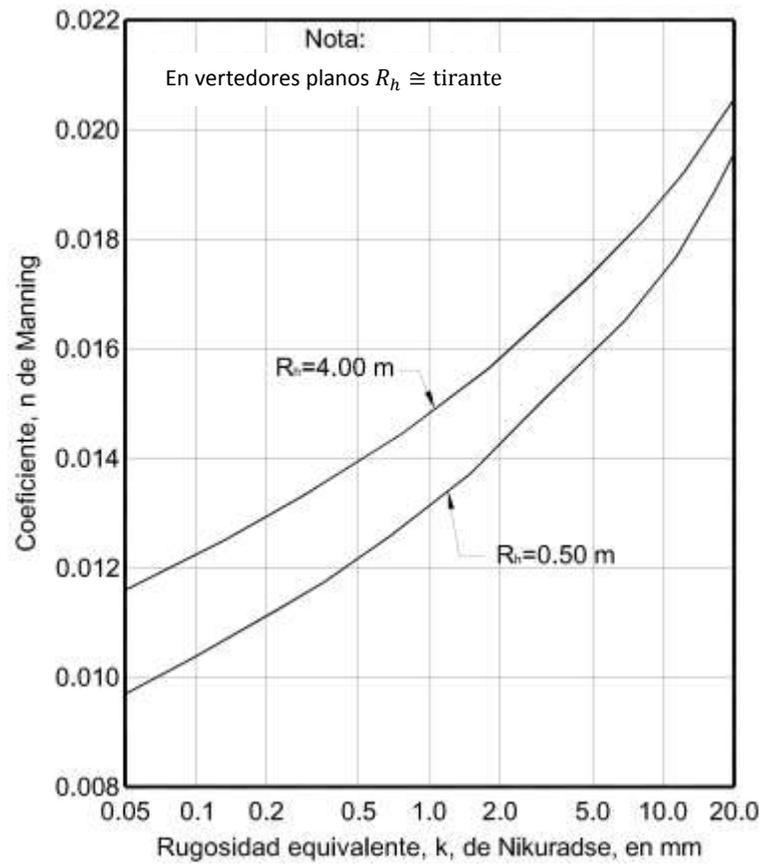


Fig.3.23 Relación entre n y k para radios hidráulicos,  $R_h$ , comprendidos entre 0.5 y 4.0 m.

Material	K (mm)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento	
Muy bien terminado	0.20 a 1.20
Mortero	0.30 a 2.20
Concreto	
Bien terminado	0.30 a 1.50
Aplanado con llana	0.50 a 2.20
Aplanado con plana	0.90 a 3.20
Sin terminar	1.50 a 12.0
Cimbra de acero	0.60 a 1.50
Cimbra de madera cepillada	0.60 a 3.20
Cimbra de madera sin cepillar	2.20 a 14.0
Gunita	3.20 a 15.0
Muy maltratado	5.00 a 20.0

Tabla 3.1. Valores de k para diversos materiales.

### 3.5. Índice de cavitación incipiente.

El índice de cavitación incipiente es una variable que debe ser obtenida en el laboratorio mediante un modelo a escala donde se puedan simular condiciones similares a las reales

Echávez 1979 presento valores experimentales del índice de cavitación incipiente contra el tamaño del obstáculo, en protuberancias aisladas, y contra la rugosidad relativa, en superficies rugosas, para diferentes fronteras (Fig.3.24). En la Fig. 3.24, los círculos se obtuvieron probando tres superficies de concreto de diferente rugosidad y una con acabado de cimbra, perpendicular al flujo, en la instalación de alta velocidad del Instituto de Ingeniería; las curvas superiores son la medida de los valores encontrados por Holl para protuberancias angulosas y redondeadas aisladas, y la curva inferior es una estimación obtenida con los puntos encontrados por Arndt e Ippen para superficies con rugosidad triangular uniforme.

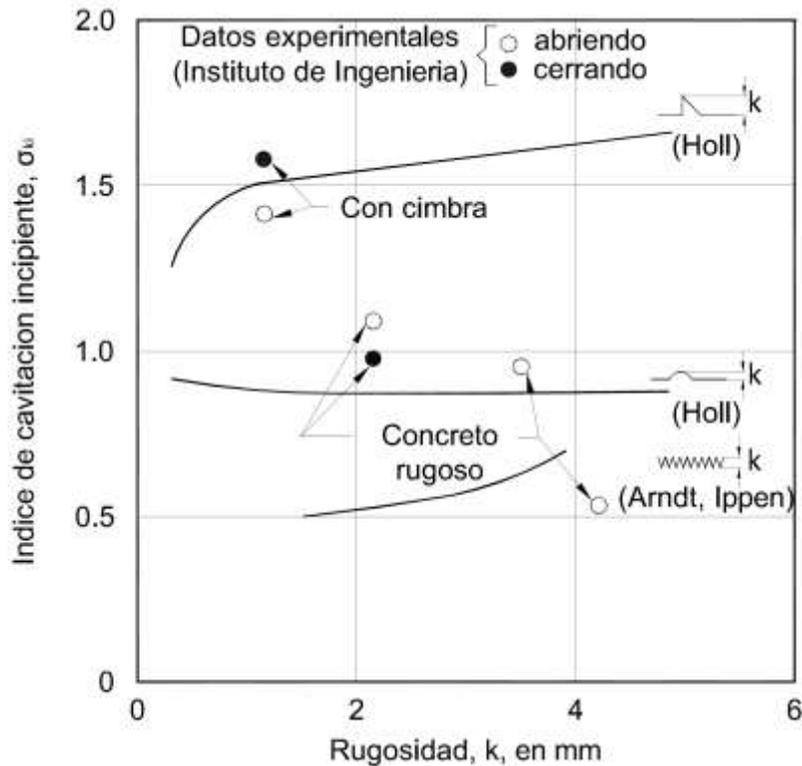


Fig. 3.24 Índice de cavitación incipiente para diferentes tipos y tamaños de rugosidad.

Como las superficies de concreto pueden tener picos que se comporten casi como obstáculos aislados, es de esperar que en ellas la cavitación se inicie con velocidades menores que en superficies regulares maquinadas, pero mayores para obstáculos aislados angulosos, lo que concuerda con los puntos experimentales encontrados, que para concreto rugoso tienen un coeficiente de cavitación incipiente comprendido entre los dos valores anteriores, y para superficies con cimbra, perpendicular al flujo, aumenta hasta parecerse al de obstáculos angulosos.

Aunque cada problema en las obras debe estudiarse en particular y es necesario efectuar mas ensayos para confirmar los resultados encontrados, se pueden recomendar los siguientes valores:

	$0 \text{ mm} \leq k < 5\text{mm}$	$5 \text{ mm} \leq k < 10\text{mm}$
Superficies con acabado de concreto	$\sigma_{ki} = 1.3$	$\sigma_{ki} = 1.5$
Superficies con acabado de cimbra	$\sigma_{ki} = 1.8$	$\sigma_{ki} = 2.2$

Tabla 3.2. Índices de cavitación incipiente Echávez (1979).

Donde  $k$  es la rugosidad equivalente de la superficie o la altura de los escalones perpendiculares al flujo dejados por la cimbra, respectivamente. El aumento del índice de cavitación incipiente, para rugosidades angulosas aisladas de más de 5mm, indica que hay dos efectos desfavorables superpuestos: el incremento de  $\sigma_{ki}$  debido a la tendencia mencionada, y el rápido incremento de  $v_k$  al aumentar la altura,  $k$ , lo que disminuye la  $\sigma_k$  del escurrimiento.

### 3.6. Ubicación de aireadores en rápidas de vertedores para evitar daños por cavitación.

Echávez (1979) estimó la distancia a la que debían de estar los dispositivos de aireación (ranuras) para proteger efectivamente la superficie. Wood (1991) recomienda que la separación entre los aireadores sea de entre 30 a 90 m. Sánchez y Gracia (2002) presentaron un criterio para determinar la ubicación de aireadores en un rápida, este criterio se presenta a continuación.

#### Criterio de Sánchez y Gracia (1997).

En la Fig.3.25, (Sánchez Bribiesca y Gracia, 1997), indican que en una sección de la rápida con tirante  $Y$  y velocidad media  $\bar{U}$ , a diferentes profundidades desde el fondo, las velocidades promedio  $\bar{U}_i$  son las que se muestran.

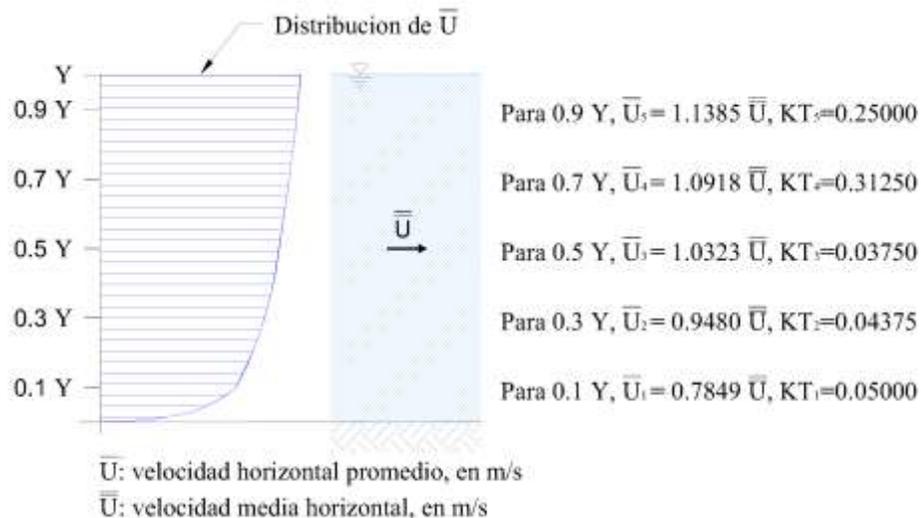


Fig.3.25 Distribución de velocidades en la sección transversal.

La turbulencia, que se origina por la rugosidad del fondo y se propaga hacia la superficie libre, ocasiona fluctuaciones en las velocidades  $U_i$  en los distintos niveles. Así puede considerarse que en un instante dado en el nivel  $i$  la velocidad horizontal, en el sentido de la corriente, tendrá por magnitud:

$$U_i = \bar{U}_i + SU_i * t(P) \dots \dots \dots (3.18)$$

Donde:

$SU_i$ : Desviación estándar de las fluctuaciones de la velocidad horizontal, en m/s

$t(P)$ : Probabilidad de excedencia

A reserva de comprobarlo experimentalmente, la desviación estándar es proporcional a la velocidad promedio  $\bar{U}_i$ , es decir:

$$SU_i = KT_i \bar{U}_i \dots \dots \dots (3.19)$$

Sustituyendo en la ecuación 3.18:

$$U_i = \bar{U}_i + KT_i \bar{U}_i * t(P) \dots \dots \dots (3.20)$$

$$\frac{U_i}{\bar{U}_i} = \bar{U}_i [1 + KT_i * t(P)] \dots \dots \dots (3.21)$$

Suponiendo ahora que en el nivel más bajo, solo en aproximadamente el 5% de los casos la velocidad  $U_i$  llegaría a ser 10% mayor o menor que  $\bar{U}_i$ , de manera que  $t(P = 0.975) = 1.96$  se tendría que  $1.1\bar{U}_i = \bar{U}_i [1 + KT_i * 1.96]$ , de donde resulta que  $KT_i \approx 0.05$ . Esta suposición deberá ser comprobada cuando se disponga de mediciones en modelos o prototipos.

Como ya se ha dicho la turbulencia se propaga hacia la superficie libre, por tanto puede considerarse que en los niveles superiores  $KT_i$  disminuye linealmente.

Ahora supóngase que a lo largo de la rápida se establecen secciones  $S(1), S(2), S(3), \dots$ , con equidistancia  $\Delta X$ , donde pueden determinarse tirantes  $Y(1), Y(2), \dots$ , que pueden subdividirse en  $\Delta Y$ , (en este caso se subdivide el tirante en 5 partes, cada uno) y las velocidades medias  $\bar{U}(1), \bar{U}(2), \dots$ , (Fig. 3.26).

Por último considérese que en cada celda (J) hay una velocidad horizontal "de salida"  $U_j$  y otra vertical "de salida"  $V_j$ .

De esta manera, por el principio de continuidad, para una celda del fondo, la velocidad del agua que ingrese por la cara de aguas arriba será  $U_{j-5}$  y la del agua que salga por la de aguas abajo será  $U_j$ , por lo que tendrá que suponerse que existe una velocidad vertical  $V_j$  para que se satisfaga la ecuación.

$$U_{J-5}\Delta Y_A = U_J\Delta Y_D - V_J\Delta X \dots\dots\dots (3.22)$$

$$V_J = (U_{J-5}\Delta Y_A + U_J\Delta Y_D) \frac{1}{\Delta X} \dots\dots\dots (3.23)$$

Donde:

$U_J$ : Velocidad horizontal “de salida” en cada celda, en m/s.

$U_{J-5}$ : Velocidad “de entrada” en cada celda, en m/s.

$\Delta Y_A$ : Subdivisión vertical aguas arriba, en m.

$\Delta Y_D$ : Subdivisión vertical aguas abajo, en m.

$V_J$ : Velocidad vertical “de salida” en cada celda, en m/s.

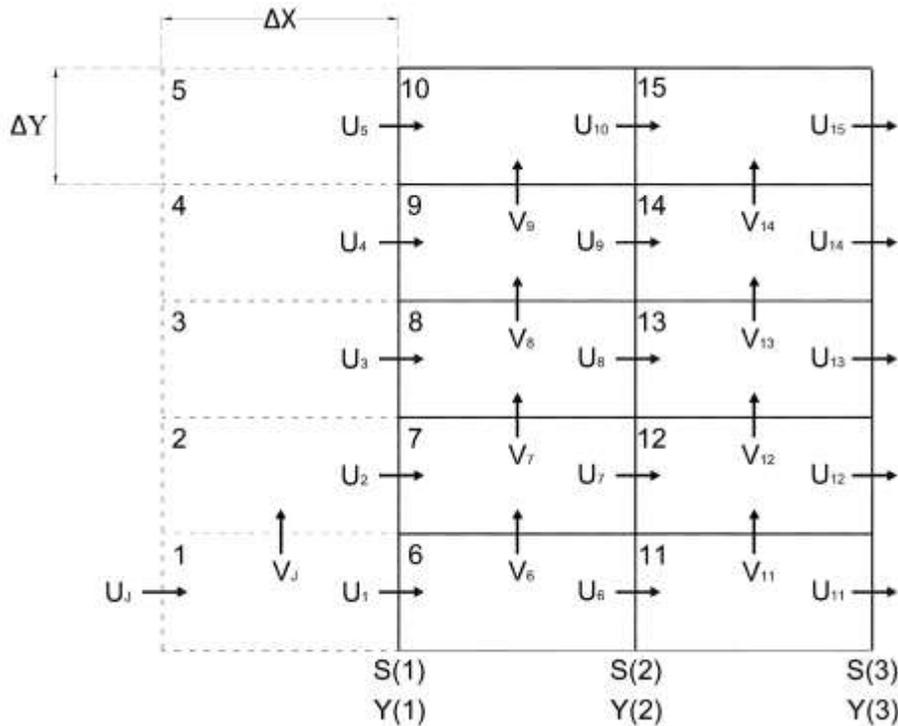


Fig. 3.26 Distribución de velocidades horizontales y verticales.

Conocido el valor de  $V_J$  para la celda  $J+1$ , por el principio de continuidad, se tendrá:

$$U_{J-4}\Delta Y_A + V_J\Delta X = U_J\Delta Y_D + V_{J+1}\Delta X \dots\dots\dots (3.24)$$

$$V_{J+1} = V_J + \frac{(U_{J-4}\Delta Y_A - U_J\Delta Y_D)}{\Delta X} \dots\dots\dots (3.25)$$

Así puede continuarse hasta determinar el valor de  $V_{J+3}$ . Para la celda próxima a la superficie libre, se tendrá que  $V_{J+4} = 0$ , de modo que allí:

$$U_{J-1}\Delta Y_A + V_{J+3}\Delta X = U_{J+4}\Delta Y_D \dots\dots\dots (3.26)$$

$$V_{J+4} = (U_{J-1}\Delta Y_A - U_{J+3})\Delta X/\Delta Y_D \dots\dots\dots (3.27)$$

Nótese que en todos los casos  $\Delta Y_A \neq \Delta Y_D$ , porque los tirantes en las dos caras verticales del tramo no son iguales. Obsérvese también que  $V_j$  puede ser positiva (hacia la superficie) o negativa (hacia el fondo) según las magnitudes de  $U_{j-5}$  y  $U_j$ .

Es interesante hacer notar también que, de acuerdo con las ecuaciones (3.21) y (3.23):

$$V_{j,M} = 2 * \bar{U}_1 * 0.05 * \frac{t(P)}{5} \dots\dots\dots (3.28)$$

De manera que para una velocidad media del orden de 10% mayor que el límite, es decir,  $\bar{U} = 1.1 * 28 = 30.8 \text{ m/s}$ , en el 5% de los casos, con  $t(P = 0.975) = 1.96$  se tendría que:

$$V_{j,M} = 2 * \bar{U}_1 * 0.05 * \frac{t(P)}{5} = 2 * (0.7894 * 30.8) * 0.05 * \frac{1.96}{5} = 0.953 \frac{m}{s}$$

3.6.1.1. Concentración de aire.

Supóngase que el aire está contenido en burbujas esféricas, tangentes entre si y de igual diámetro, y que tales burbujas están contenidas en un paralelepípedo con volumen igual a  $l * l * d$ , donde d es el diámetro de las esferas tangentes (Fig 3.27)

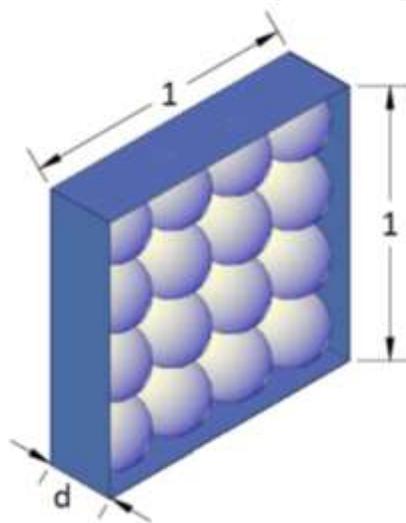


Fig. 3.27 Distribución de burbujas de aire.

El número de burbujas contenidas en el sólido es  $n_B = (1/d)^2$  y el volumen desplazado por ellas es  $V_B = n_B \left[ \frac{\pi}{6} \right] d^3 = \left[ \frac{\pi}{6} \right] d$ , en tanto que el volumen del paralelepípedo es  $V_T = 1 * 1 * d$ , de manera que si las burbujas estuvieran llenas de aire, la máxima concentración sería:

$$CO_M = \frac{V_B}{V_T} = \frac{\pi}{6} = 0.5236 = 52.36\% \dots\dots\dots (3.29)$$

Donde:

$CO_M$ : Concentración máxima de aire.

$V_B$ : Volumen desplazado por las burbujas de aire, en  $m^3$ .

$V_T$ : Volumen del paralelepipedo, en  $m^3$ .

Por otra parte, debe tenerse presente que las burbujas de aire tenderían a subir hacia la superficie libre y que su velocidad de ascenso,  $V_A$ , será tanto mayor cuanto más grande sea la concentración de aire, de modo que puede establecerse la ecuación:

$$V_A = K_V CO^\alpha \dots \dots \dots (3.30)$$

Así se tendrá que en un cubo de lado (a), por la cara superior estaría saliendo un gasto de Aire  $q_A = a^2 V_A$ , de modo que si el tiempo para que “saliera” todo el aire fuera  $\Delta T$ , podría escribirse  $a^2 V_A = \frac{CO a^3}{\Delta T}$ , de donde se tendría que  $V_A = \frac{CO a}{\Delta T}$ . Parece razonable suponer que si  $CO_M$  fuera la máxima concentración de aire y  $CO_{10}$  la correspondiente a sólo un 10 % de ésta, el tiempo correspondiente a  $CO_{10}$  sería diez veces mayor que el correspondiente a  $CO_M$ , y ya que

$$V_{A,M} = \frac{CO_M a}{\Delta T_M}, V_{A,10} = \frac{CO_{10} a}{\Delta T_{10}}, \text{ donde } \Delta T_{10} = 10 \Delta T_M \dots \dots \dots (3.31)$$

Resulta que:

$$V_{A,10} = \frac{V_{A,M}}{100} \dots \dots \dots (3.32)$$

Por otra parte, es razonable suponer que  $V_{A,M}$  difícilmente superaría como límite al doble de la velocidad  $V_{J,M} = 0.953 \text{ m/s}$ , calculada al final del subcapítulo precedente, de manera que podrá suponerse que  $V_{A,M} = 2V_{J,M} = 2 \cdot 0.953 \approx 2 \text{ m/s}$ . Nótese que también ésta es una suposición que deberá ser ajustada cuando se disponga de mediciones en modelos o prototipos, por ahora, dado el nivel de confianza empleado ( $P = 0.975$ ), se supone razonablemente segura la propuesta. De acuerdo con la ecuación (3.30), se tendrá que:

Para la velocidad de ascenso máxima igual a 2 m/s corresponde una concentración de aire del 52.63% por tanto:

$$2 = K_V 52.36^\alpha \dots \dots \dots (3.33)$$

Para la velocidad de ascenso del 10% ( $V_{A,10}$ ) se tiene que:

$$V_{A,10} = \frac{V_{A,M}}{100} = \frac{2}{100} = 0.02 \frac{m}{s}$$

A esta velocidad corresponde una concentración de aire del 10% ( $CO_{10}$ ) igual a:

$$CO_{10} = 0.1CO_M = 0.1(52.63) = 5.263$$

De acuerdo con la ecuación (3.30), se tendrá que:

$$0.02 = K_v 5.236^\alpha \dots\dots\dots (3.34)$$

Analizando las ecuaciones (3.33) y (3.34), resulta  $\alpha = 2$  y  $K_v = 0.00073$ , es decir que la ecuación 3.29 se puede escribir:

$$V_A = 0.00073CO^2 \dots\dots\dots (3.35)$$

Ingreso de aire.

En la superficie libre del agua se puede captar aire, con una velocidad  $V_E$ . Esta velocidad  $V_E$  dependerá de la velocidad  $\bar{U}_J$  en la proximidad de la superficie libre, de modo que puede establecerse:

$$V_A = K_Q \bar{U}_J^\beta \dots\dots\dots (3.36)$$

Tratando de interpretar los datos contenidos en el trabajo de Chanson (1994), se propone considerar que:

$$\begin{aligned} \text{si } \bar{U}_J &= 20 \text{ m/s,} & V_E &= 0.0016 * 20 = 0.032 \text{ m/s} \\ \text{si } \bar{U}_J &= 30 \text{ m/s,} & V_E &= 0.0015 * 30 = 0.045 \text{ m/s} \\ \text{si } \bar{U}_J &= 40 \text{ m/s,} & V_E &= 0.0014 * 40 = 0.056 \text{ m/s} \end{aligned}$$

En atención a que en las rápidas las velocidades en la proximidad de la superficie libre varían usualmente entre 30 y 40 m/s, de la ecuación (3.36) se obtendrá:

$$\begin{aligned} 0.045 &= K_Q 30^\beta \\ 0.056 &= K_Q 40^\beta \end{aligned}$$

De donde resulta:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.76 \\ K_Q &= 0.0034 \end{aligned}$$

No obstante la gran dispersión de los datos contenidos en la publicación de Wood (1991), sí puede concluirse que el volumen de aire introducido por un aireador es proporcional al gasto de agua circulante  $Q_W$  y al número de Froude ( $F_R$ ) de la sección donde se ubica el dispositivo, de modo que aceptando que el número de Froude límite es  $N_F = 3$ , puede escribirse:

$$Q_{AIR} = K_F(F_R - N_F)^\gamma * Q_W$$

$$CV = K_F(F_R - N_F)^\gamma$$

$$Q_{AIR} = CV * Q_W \dots \dots \dots (3.37)$$

Con los datos arriba mencionados y la ecuación 3.37, se propone establecer  $0.4 = K_F(8 - 3)^\gamma$  y  $0.2 = K_F(4 - 3)^\gamma$ , de donde resulta que  $\gamma = 0.43$  y  $K_F = 0.2$ , por lo que la ecuación 3.36 tomara la forma:

$$Q_{AIR} = 0.2(F_R - 3)^{0.43} * Q_M \dots \dots \dots (3.38)$$

Para evitar pérdidas de carga grandes, conviene limitar la velocidad media del aire en el conducto a 80 m/s.

Evolución de la concentración de aire en el tiempo.

En atención a la variabilidad de las velocidades horizontales  $U$  y verticales  $V$ , la concentración de aire cambiará en cada instante y en cada sitio.

Para calcular la concentración de aire  $CO_J$  en la celda  $J$  mostrada en la Fig. 3.28, se puede usar un método explícito, en el supuesto de que en ese instante sean conocidas  $CO_{J-5}$  (aguas arriba) y  $CO_{J-1}$  (abajo), así  $CO_{J,A}$  en la etapa de cálculo inmediata anterior, lo que implica establecer la ecuación:

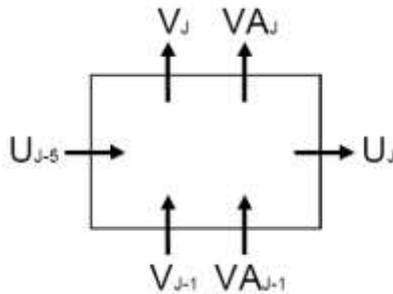


Fig. 3.28 Volumen de control.

$$CO_{J-5}U_{J-5}\Delta Y_A + \left[100 * Q_W * \frac{CV}{B}\right] \Delta X + [100 * K_Q U_J^\beta] \Delta X + CO_{J-1}(V_{J-1} + VA_{J-1})\Delta X - CO_J(V_J + K_V CO_J^\alpha) - CO_J U_J \Delta Y_D = (FP_1 CO_J - FP_J CO_{J,A}) \frac{\Delta X}{\Delta T} \Delta \bar{Y} \dots \dots \dots (3.39)$$

En esta ecuación,  $\Delta \bar{Y} = (\Delta Y_A + \Delta Y_D)/2$  y  $\Delta X/\Delta T$  se puede considerar igual a  $\overline{UM}$ , el promedio de las velocidades medias en el tramo de la rápida que se pretende estudiar. El primer termino entre paréntesis rectangular corresponde al ingreso que suministraría un aireador si la celda  $J$  estuviera situada a la salida de este dispositivo, en cuyo caso para esa celda y las superiores, hasta la  $J + 4$ , será conveniente usar los factores de peso  $FP_1 = 1.6$  y  $FP_2 = 0.4$ . El siguiente termino entre paréntesis rectangular sólo se usará para las celdas próximas a la superficie libre, puesto que corresponde al ingreso por dicho sitio.

Para calcular  $CO_1$  con la ecuación 3.39 es conveniente usar el método de bisección. Obsérvese que en cada etapa del cálculo, la determinación de  $CO_j$  se hace de aguas arriba hacia aguas abajo y del fondo hacia la superficie libre, hasta abordar todas las celdas, de modo similar a como se hace la determinación de las velocidades  $U_j$  y  $V_j$ .

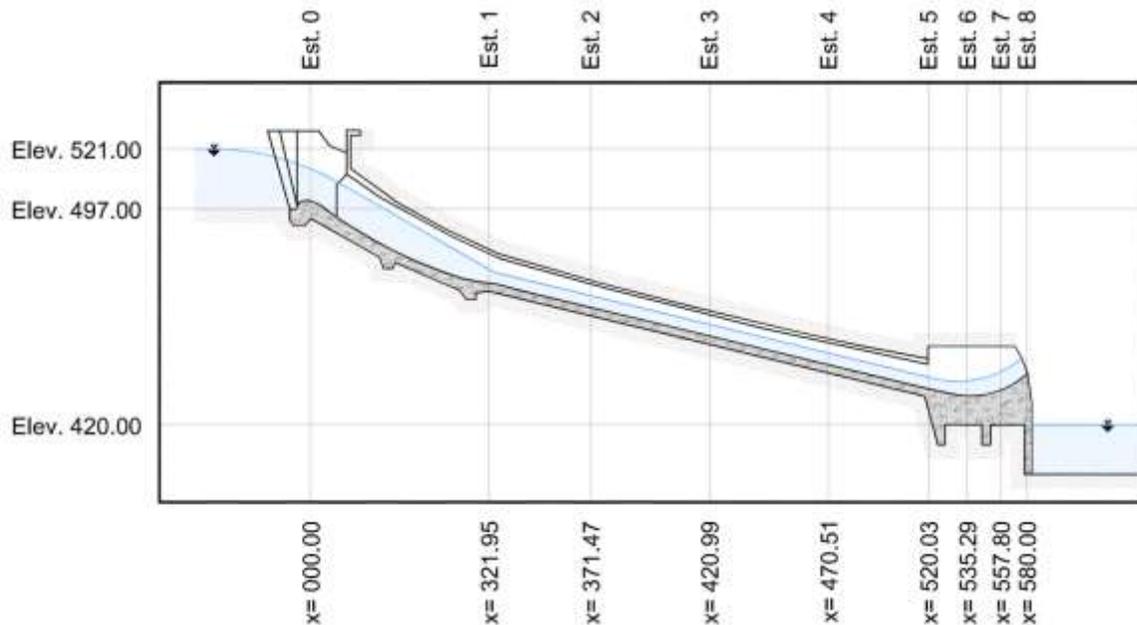
Por lo demás, el cálculo puede empezarse suponiendo un valor inicial muy bajo para todas las  $CO_j$  y efectuar un número grande de iteraciones para dar lugar a que el aire introducido por la superficie libre o por los aireadores se vaya difundiendo en toda la masa líquida. Después, con otro número aún mayor de iteraciones se podrá calcular en cada celda el valor medio de  $CO_j$ , así como la correspondiente desviación estándar, lo que permitirá, en distintos sitios de la rápida, saber lo que puede esperarse de las concentraciones de aire en dichos sitios.

Finalmente, Sánchez y Gracia (1997) desarrollaron un programa para resolver las ecuaciones antes mencionadas.

### 3.7. Ejemplo numérico

Analizar la posibilidad de cavitación del siguiente vertedor en túnel (Arreguin, 2000).

Gasto de diseño,  $Q_d=2500 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Pendiente,  $S=0.14$   
 Coeficiente de Manning,  $n=0.014$   
 Diámetro  $D= 12.00 \text{ m}$



Perfil del flujo de agua					
Estación	X,(estación)	h,(Fig.3.21), en m	(d),(Fig.3.21), en m	V (m/s)	Rh (m)
1	321.95	56.64	8.200	30.360	3.526
2	371.47	63.97	7.805	21.100	3.459
3	420.99	71.21	7.493	33.655	3.397
4	470.51	78.40	7.239	35.059	3.341
5	520.03	85.54	7.030	36.312	3.291
6	535.29	80.08	5.624	37.043	2.903

Fig. 29 Datos del ejemplo.

Se empleara el método propuesto por Echávez ,1979. Se desglosaron los cálculos para la Estación 1

#### a) Obtención de $h_{p1}$ ecuación 3.17

$$h_{p1} = d \cos(\text{angtang}(S)).$$

$$h_{p1} = 8.2 \cos(\text{angtang}(0.14)) = 8.12$$

b) Corrección de la presión por curvatura  $\left[ \pm \frac{d v^2}{g r} \right]$

En la Estación 1 no hay curvatura por tanto no aplica.

c) Obtención de la carga de presión  $h_p$ , (suma de los valores del inciso a) y b))

$$h_p = h_{p1} \pm \frac{d v^2}{g r}$$

$$h_p = 8.12 \pm 0 = 8.12$$

d) Determinación de  $h_v$  de la Fig. 3.22 , para este caso tomaremos el valor a una temperatura de 23º

$$h_v = -9.75 \text{ m}$$

e) Determinación de k y la relación x/k

El valor de k se puede obtener de la Fig. 3.23 o la Tabla 3.1. Un valor conservador es obtener k con los dos métodos y seleccionar el más grande. Con el fin de estar del lado de la seguridad, para nuestro ejemplo  $k = 6.00 \text{ mm}$ , por tanto:

$$\frac{x}{k} = \frac{321.95}{6/1000} = 53658$$

f) Obtención de la relación  $\frac{v_k}{\sqrt{2gh}}$ , (ecuación 3.18)

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}}$$

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{321.95}{6/1000}} = 0.332$$

g) Carga de velocidad local  $\frac{v_k^2}{2g}$ , se obtiene de elevar al cuadrado el inciso anterior y multiplicando por h

$$\frac{v_k^2}{2g} = 0.332^2 \times 56.64 = 6.245$$

**h) Obtención del índice de cavitación local (ecuación 3.15)**

$$\sigma_k = \frac{h_p - h_v}{\frac{v_k^2}{2g}} = \frac{8.12 - (-9.75)}{6.245} = 2.86$$

**i) Corrección del índice de cavitación local (ecuación 3.16).**

$$\begin{aligned} \sigma_{kp} &= 0.76\sigma_k \\ \sigma_{kp} &= 0.76(2.86) = 2.17 \end{aligned}$$

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos en las estaciones restantes.

Estación	x (m)	h (m)	d (m)	v (m/s <sup>2</sup> )	h <sub>p1</sub> (m)	$\frac{d v^2}{g r}$	h <sub>p</sub> (m)	$\frac{x}{k}$	$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}}$	$\frac{v_k^2}{2g}$ (m)	$\sigma_k$	$\sigma_{kp}$
1	321,95	56,64	8,2	30,36	8,121	0	8,121	53658	0,332	6,245	2,862	2,175
2	371,47	63,97	7,805	21,1	7,730	0	7,730	61912	0,328	6,883	2,540	1,930
3	420,99	71,21	7,493	33,655	7,421	0	7,421	70165	0,325	7,502	2,289	1,740
4	470,51	78,4	7,239	35,059	7,169	0	7,169	78418	0,322	8,107	2,087	1,586
5	520,03	85,54	7,03	36,312	6,962	0	6,962	86672	0,319	8,700	1,921	1,460
6	535,29	80,08	5,624	37,043	5,570	0	5,570	89215	0,318	8,106	1,890	1,436

Tabla 3.3. Resultados del ejercicio.

**j) Obtención del índice de cavitación incipiente (sección 3.5)**

Para:

$$5 \text{ mm} \leq k < 10 \text{ mm}$$

En superficies con acabado de concreto  $\sigma_{ki} = 1.5$

De acuerdo con Echávez (1979) si:

$\sigma_{ki} > \sigma_k$ , existe la posibilidad de cavitación.

Entonces entre la Estación 5 y 6 existe riesgo de cavitación.

## CAPITULO 4. VERTEDORES ESCALONADOS.

En presas de gravedad (o concreto), el uso de canales escalonados como vertedores es común, debido a que el método de colocación del Concreto Compactado con Rodillo es compatible con la superficie escalonada de la cara aguas abajo de la cortina de la presa. La presencia de los escalones aumenta de manera considerable la resistencia al flujo y la disipación de energía, lo cual permite suprimir o reducir el tamaño de las estructuras disipadoras de energía aguas abajo de la rápida (i.e, tanques amortiguadores y/o cubetas de lanzamiento). La auto-aireación del flujo en canales escalonados contribuye además a prevenir riesgos de cavitación en la rápida.

Diversos investigadores han estudiado el flujo en vertedores escalonados. Sin embargo, en los estudios previos a 1993 no se consideraron los efectos de la autoaireación del flujo. A partir de esta fecha, la mayoría de los estudios se han enfocado en vertedores escalonados con grandes pendientes ( $\theta = 45^\circ$ ), típicas en presas a gravedad. En la actualidad, los canales escalonados, además de ser usados para evacuar avenidas en presas de concreto, se usan como canales para peces en diques, como disipadores de energía en canales y ríos, o como aireadores en plantas de tratamiento y torrentes contaminados, donde el aire ingresado oxigena artificialmente las corrientes con bajo contenido de oxígeno disuelto.

A continuación se presenta una introducción a los vertedores escalonados.

### 4.1. Flujo en el vertedor de escalón en escalón.

También llamado flujo saltante o “nappe”, se desarrolla cuando el gasto que fluye en el vertedor es relativamente pequeño. Este flujo escurre sobre el vertedor en forma de caídas sucesivas que saltan de un escalón a otro impactando en la huella del escalón, observándose además la formación de un colchón sobre la superficie del escalón. La aproximación del flujo a la arista del escalón sobre la cual se produce el vertido libre hacia el escalón inferior se realiza en régimen subcrítico. Chanson (2002) propuso que el flujo saltante puede a su vez ser dividido en tres subtipos (Fig. 4.1):

- I. Flujo saltante con salto hidráulico totalmente desarrollado (tipo NA1).
- II. Flujo saltante con salto hidráulico parcialmente desarrollado (tipo NA2).
- III. Flujo saltante sin salto (tipo NA3).

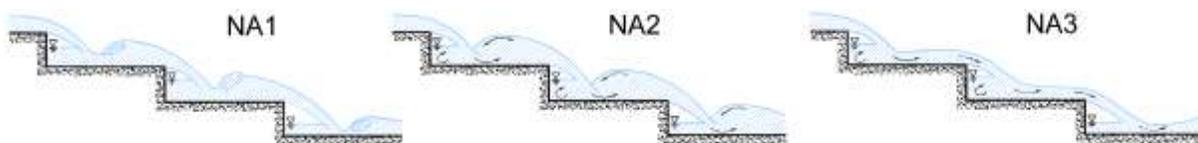


Fig. 4.1 Tipos de flujo escalón en escalón.

En el flujo escalón a escalón con salto hidráulico totalmente desarrollado (NA1), el régimen crítico está presente cerca de cada vértice exterior de un peldaño. En el caso del flujo escalón a escalón con salto hidráulico parcialmente desarrollado (NA2), el flujo es siempre supercrítico (existiendo únicamente turbulencia aguas abajo de la zona de impacto) (Fig. 4.2).

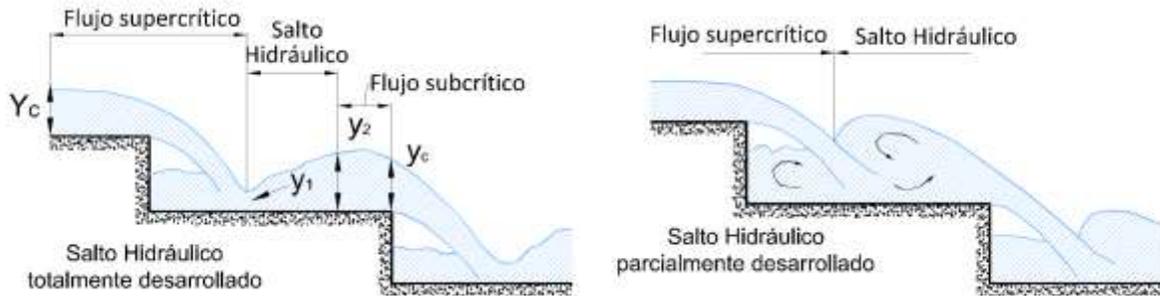


Fig. 4.2 Régimen en el flujo saltante NA1 y NA2.

Características hidráulicas del flujo escalón en escalón.

Chanson, 1996 planteó las relaciones existentes entre las principales variables que caracterizarían el flujo escalón a escalón. Este desarrollo lo estableció mediante consideraciones energéticas, la aplicación de la ecuación de continuidad y un sencillo análisis de la trayectoria coincidente con el centro de gravedad del chorro. Dicho autor estudia el comportamiento aislado de un único escalón, formándose una caída libre del chorro de agua y considerando una adecuada ventilación del mismo. Para un escalón de huella horizontal (Fig. 4.3), la profundidad del flujo en el borde del escalón ( $d_b$ ) será, según Rouse (1936):

$$d_b = 0.715 d_c \dots \dots \dots (4.1)$$

Donde:

$d_b$ : Profundidad del flujo en el borde del escalón.

$d_c$ : Profundidad del flujo crítica,  $d_c = Fr_b^{2/3} d_b$

$Fr_b$ : Numero de Froude en el borde del escalón.

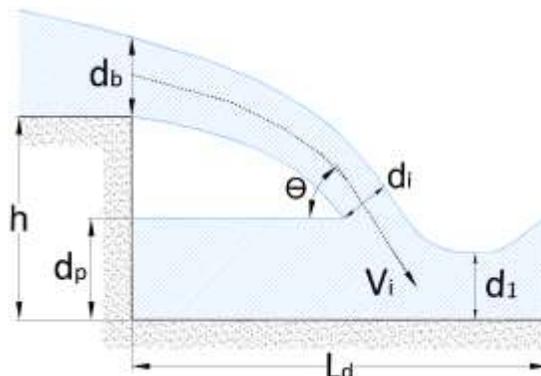


Fig. 4.3 Flujo en un escalón.

Considerando la trayectoria coincidente con el centro de gravedad del chorro, Chanson (1996) plantea el balance de energías por unidad de peso entre la sección en el borde del peldaño (sección b) y la sección donde el chorro incide con el pequeño colchón de agua en el escalón inferior (sección i) llegando a la siguiente expresión:

$$\frac{d_i}{d_c} = \left[ \left( \frac{d_c}{d_b} \right)^2 + 2 \left( \frac{h + \frac{d_b}{2} - d_p}{d_c} \right) \right]^{-1/2} \dots\dots\dots (4.2)$$

Donde:

- $d_i$ : Ancho del chorro medido perpendicularmente al eje del mismo.
- $d_p$ : Altura del agua atrás del chorro incidente.
- $h$ : Altura del escalón.

En términos de la velocidad la ecuación 4.2 se puede escribir:

$$\frac{v_i}{v_c} = \left[ \left( \frac{d_c}{d_b} \right)^2 + 2 \left( \frac{h + \frac{d_b}{2} - d_p}{d_c} \right) \right]^{1/2} \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde:

- $v_i$ : Velocidad del chorro en la sección i.
- $v_c$ : Velocidad crítica.

En el caso en que la altura de agua en el colchón que se forma en el escalón inmediatamente aguas abajo ( $d_p$ ) alcance una altura igual a la del propio peldaño ( $h$ ), (este es el límite que define el cambio de flujo escalón a escalón a rasante) las ecuaciones 4.2 y 4.3 se simplifican en:

$$\frac{d_i}{d_b} = \left[ 1 + \frac{1}{Fr_b^2} \right]^{-1/2} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\frac{v_i}{v_b} = \left[ 1 + \frac{1}{Fr_b^2} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (4.5)$$

La longitud del salto ( $L_d$ ) puede obtenerse con un análisis cinemático con ejes de referencia ( $z, x$ ) positivo hacia abajo y a la derecha, ubicado en el eje longitudinal del chorro en la sección b.

$$\frac{L_d}{h} = \left[ \frac{d_c}{h} \right]^{3/2} \sqrt{\frac{h}{d_b}} \sqrt{1 + 2 \frac{h}{d_b}} \dots \dots \dots (4.6)$$

Donde:

$L_d$ : Longitud horizontal donde el chorro impacta.

Por otro lado, el nivel de agua remansada aguas arriba del chorro podrá estimarse aplicando el principio de conservación de la cantidad de movimiento en el volumen de control delimitado por las secciones (i), (p) y (1), que se ha esquematizado en la Fig. 4.3:

$$\frac{1}{2} \rho g d_p^2 - \frac{1}{2} \rho g d_1^2 = \rho q (v_1 - v_i \cos \alpha_i) \dots \dots \dots (4.7)$$

De esta manera, si se aceptara que la velocidad del flujo que entra al volumen de control es aproximadamente igual a la velocidad del flujo que sale del mismo y por tanto también  $d_1 = d_i$ , podrá estimarse:

$$\frac{d_p}{d_i} \approx \sqrt{1 + 2 \frac{v_i^2}{g d_i} (1 - \cos \alpha_i)} \dots \dots \dots (4.8)$$

Es importante destacar la dificultad de aceptar la hipótesis anterior, para la obtención de la expresión (4.8).

## 4.2. Flujo rasante sobre los escalones.

El flujo rasante o “skimming” se caracteriza por una alta concentración de aire. Se produce cuando, con el incremento de la descarga, el gasto fluye rasante a los vértices de los escalones. Debajo de la corriente principal del flujo, en las cavidades formadas por los escalones, se observan vórtices de flujo recirculante (Chamani y Rajaratnam, 1994). Dichos vórtices se mantienen debido a la transmisión de esfuerzo cortante con la corriente principal del flujo y contribuyen de manera importante a la disipación de energía (González y Chanson, 2004). De esta manera, el flujo rasante no sólo se ve soportado por las aristas de los escalones, sino también por los propios vórtices. Se crea de esta manera, una superficie virtual, sobre la que fluye el vertido, apoyada sobre las aristas del escalonado. El rozamiento con dicha pseudo-superficie es la que proporciona la energía suficiente a los vórtices atrapados en las celdas para seguir girando, (Mateos y Elviro, 1994). Se pueden distinguir entonces dos zonas en el flujo rasante (Fig. 4.4):

- a) Una región superior con agua siempre fluyendo rasante a los vértices de los escalones.

- b) Una zona inferior, formada por celdas casi triangulares en las que el agua permanece atrapada, salvo la que se intercambia con el flujo superior gracias a la elevada turbulencia.

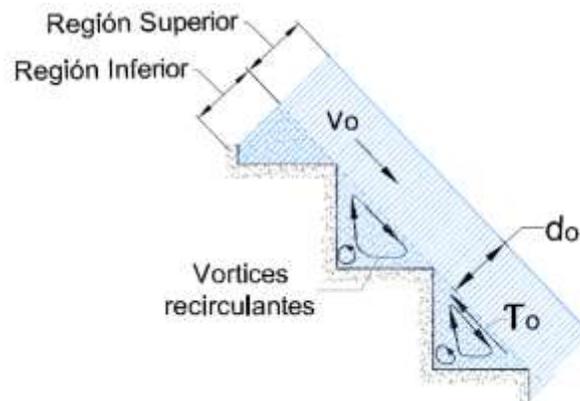


Fig. 4.4 Flujo rasante sobre un vertedor escalonado.

Chanson (1997) propuso tres subdivisiones para el flujo rasante con base en las características de los vórtices debajo de la corriente principal del flujo (Fig. 4.5):

- *Flujo SK1 correspondiente a canales con pendiente baja a moderada ( $5^\circ < \theta < 22^\circ$ ) y gastos pequeños:* los vórtices recirculantes abarcan solo la parte de aguas arriba de la huella del escalón; la corriente principal del flujo impacta aproximadamente en la mitad de la huella del escalón y escurre paralela al escalón, provocando fricción entre flujo y huella.
- *Flujo SK2 correspondiente a canales con pendiente baja a moderada ( $5^\circ < \theta < 22^\circ$ ) y gastos mayores:* en este, el flujo escurre paralelo al pseudo-fondo formado por los escalones. Los vórtices que se presentan debajo del flujo abarcan casi toda la huella del escalón, interfiriendo en ocasiones con el siguiente vórtice aguas abajo.
- *Flujo SK3 correspondiente a canales con pendientes mayores ( $\theta > 22^\circ$ ):* En este la corriente también escurre paralelo al pseudo-fondo, independientemente de la geometría del escalon. Sin embargo, en este tipo de flujo los vórtices recirculantes presentan un tamaño cuasi-estable.

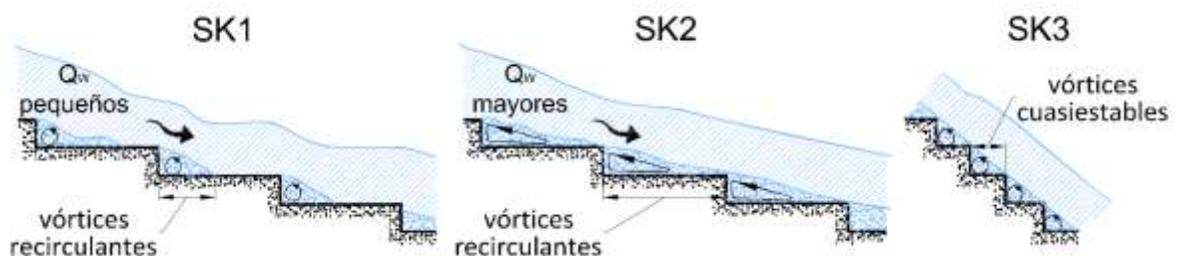


Fig. 4.5 Tipos de flujo rasante.

Sorensen (1985), inyectando colorante al fluido, observó que existe transferencia de fluido entre los vórtices y el flujo rasante superior. El colorante permanecía rotando durante un breve período de tiempo (Mateos y Elviro (1992), lo estiman en 0.25 segundos) en el interior de la celda formada por dos aristas contiguas, para después volver al flujo principal avanzando así hacia aguas abajo del vertedor. Igualmente observó que en los escalones situados en la zona aireada, hay burbujas penetrando en los vórtices que pueden verse girando con el propio remolino. Este fenómeno se observa claramente en los escalones donde empieza a incorporarse aire al interior del flujo.

En caso de pendientes pronunciadas es preferible diseñar el aliviadero para flujo rasante, dado que se consigue una mayor disipación de energía. Así, en aliviaderos escalonados de presas de gravedad, el flujo rasante con recirculación estable es el régimen usualmente presente.

### 4.3. Transición del cambio del flujo escalón por escalón a flujo rasante.

Son diversas las investigaciones que se han realizado para analizar el momento de cambio entre el flujo escalón a escalón y el flujo rasante. Las relaciones desarrolladas para determinar el comienzo de flujo rasante incluyen:

Essery y Horner (1978), ellos analizan en su investigación estructuras escalonadas con pendientes  $h/l$  desde 0.2 hasta 0.9, para diversas inclinaciones hacia aguas arriba de la propia huella del escalón (desde  $0^\circ$  a  $20^\circ$ ). Con ello se apreciará que trabajan sobre un amplio abanico de pendientes quedando la mayoría de ellas por debajo de los valores habituales en presas de hormigón compactado. Así, establecen el umbral de cambio entre los dos comportamientos citados que se muestra en el gráfico presentado en la Fig. 4.6.

Rajaratnam (1990) analizando sus datos junto a los de Essery y Horner (1978) propuso el inicio del flujo rasante en:

$$\frac{y_c}{h} \geq 0.8 \dots \dots \dots \text{para } 0.4 \leq \frac{h}{l} \leq 0.9 \dots \dots \dots (4.9)$$

Es decir, si se tiene una relación altura del escalón-huella de escalón entre 0.4 y 0.9 y una relación tirante crítico-altura del escalón mayor o iguala 0.8 se presenta un flujo rasante, pero si la relación tirante crítico-altura del escalón es menor a 0.8 se presenta flujo escalón en escalón.

Díez-Cascón et al. (1991) fijan dicho umbral en:

$$\frac{y_c}{h} = 0.9 \dots \dots \dots \text{para } \frac{h}{l} = 1.3333 \dots \dots \dots (4.10)$$

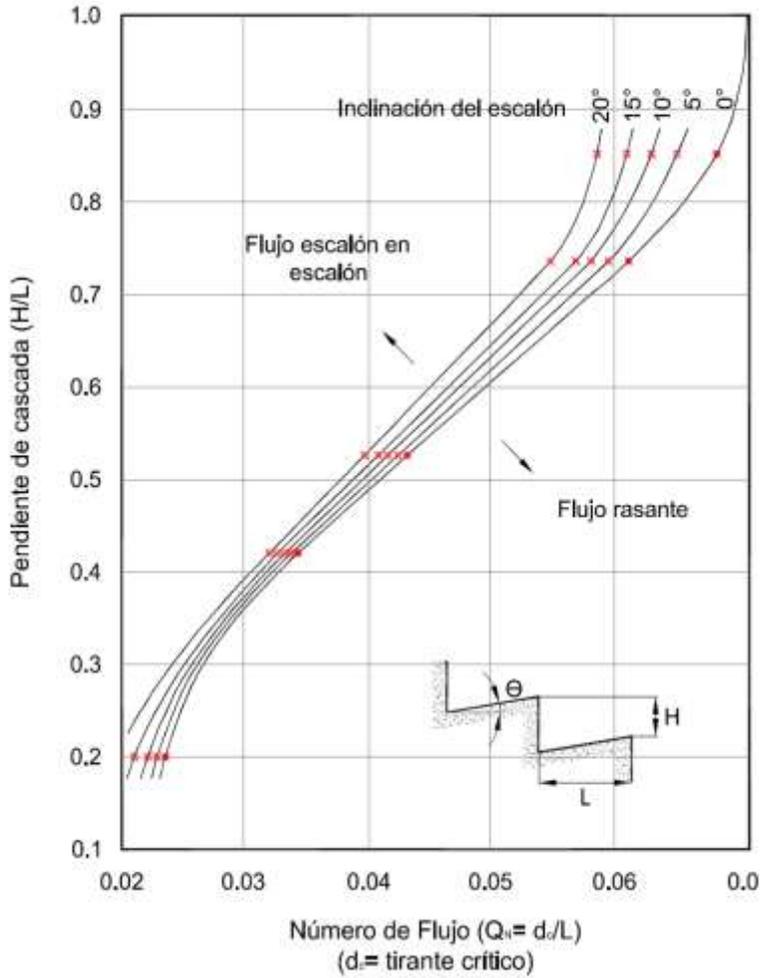


Fig. 4.6 Límite del flujo escalón en escalón, para diversas inclinaciones de la huella de los escalones.

Stephenson (1991) establece el gráfico de la Fig. 4.7 derivado de los datos presentados por Essery y Horner (1978). En éste, para diversas relaciones altura – huella del escalón, se establece la relación entre el caudal circulante y el nivel de agua sobre la estructura.

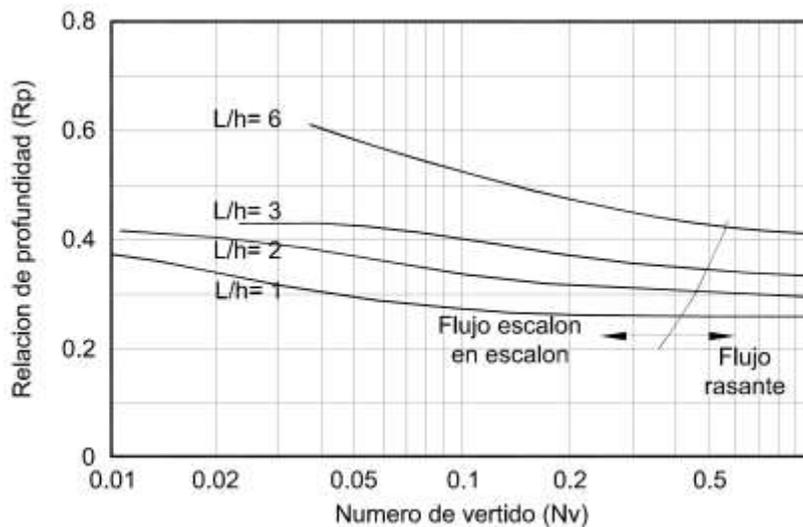


Fig.4.7 Nivel de agua alcanzados sobre la rápida donde:

$$R_p = \frac{y}{\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}}$$

$$N_v = \frac{q^2}{gh^3}$$

Degoutte et al. (1992) determinan, para aliviaderos escalonados formados por gaviones, que el cambio a flujo rasante se produce para:

$$\frac{y_c}{h} = 0.74 \dots \dots \dots \text{para } \frac{h}{l} = 0.33 \dots \dots \dots (4.11)$$

$$\frac{y_c}{h} = 0.62 \dots \dots \dots \text{para } \frac{h}{l} = 1 \dots \dots \dots (4.12)$$

Se observa que estos valores son sensiblemente inferiores al umbral de Rajaratnam (expresión (4.9)). Los autores lo explican por el hecho de que la filtración a través de los gaviones provoca un menor valor de  $y_c$ .

Chanson (1994) analizando de manera conjunta los datos que se resumen en la Tabla 4.1, que proporcionaron Essery y Horner (1978), Peyras et al. (1992), Degoutte et al. (1992) y Beitz et al. (1992), propone la expresión (4.13).

$$\frac{y_c}{h} = 1.057 - 0.465 \frac{h}{l} \dots \dots \dots \text{para } \frac{h}{l} = \text{entre } 0.20 \text{ y } 1.25 \dots \dots \dots (4.13)$$

$h/l$	$y_c/h$	Autor
0.20	1.20	Essery y Hrney (1978)
0.42	0.81	
0.53	0.82	
0.74	0.83	
0.84	0.81	
0.33	0.74	
0.5	0.67	Peyras et al. (1992)
1.0	0.62	Degoutte et al. (1992)
1.25	0.40	Beitz et al. (1992)

Tabla 4.1. Caudales de cambio de régimen obtenidos por los diversos autores, según Chanson (1994).

Chanson (1996) establece que se pasará a flujo rasante cuando la cavidad de aire que queda entre el chorro vertiente desde la arista del peldaño inmediatamente superior y la contrahuella desaparezca (Fig. 4.3). Así, imponiendo en la ecuación (4.8)  $d_p = h$ , y reordenando términos con las expresiones (4.2), (4.3) y (4.4), resulta la expresión (4.14).

$$\frac{d_c}{h} = \frac{Fr_i^{2/3} \sqrt{1 + \frac{1}{Fr_i^2}}}{\sqrt{1 + 2Fr_i^2 \left(1 + \frac{1}{Fr_i^2}\right)^{3/2} (1 + \cos \alpha_i)}} \dots \dots \dots (4.14)$$

Donde:

$Fr_i$ , es el número de Froude en el vértice del peldaño,  $Fr_i = U_i / \sqrt{gd_i}$ ,  $\alpha_i$ , es el ángulo de las líneas de corriente del chorro inmediatamente aguas abajo del vértice del peldaño.

A su vez propone relacionar el ángulo de incidencia del chorro ( $\alpha_i$ ) y el ángulo con el que el chorro abandonará el peldaño superior ( $\alpha_b$ ), de la siguiente manera:

$$\frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_b} = \left[ 1 + \frac{1}{Fr^2} \right]^{-1/2} \dots \dots \dots (4.15)$$

Lo que da como resultado la siguiente expresión:

$$\frac{d_c}{h} = \frac{Fr_i^{2/3} \sqrt{1 + \frac{1}{Fr_i^2}}}{\sqrt{1 + 2Fr_i^2 \left( 1 + \frac{1}{Fr_i^2} \right)^{3/2} \left( 1 + \frac{\cos \alpha_i}{\sqrt{1 + \frac{1}{Fr_i^2}}} \right)}} \dots \dots \dots (4.16)$$

Obsérvese, como la expresión (4.15) se corresponde con la (4.4), lo cual supone:

$$\frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_b} = \left[ 1 + \frac{1}{Fr^2} \right]^{-1/2} = \frac{d_i}{d_b} \dots \dots \dots \text{por tanto} \dots \dots \frac{d_i}{\cos \alpha_i} = \frac{d_b}{\cos \alpha_b} \dots \dots \dots (4.17)$$

Ello implica suponer iguales los segmentos indicados en la expresión anterior (4.17), y mostrados en la siguiente Fig. 4.8.

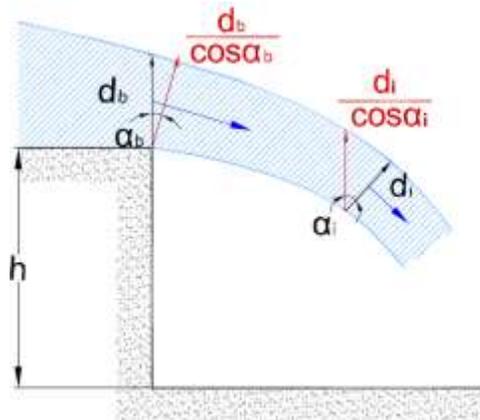


Fig. 4.8. Implicación de asumir la igualdad (4.15), en Chanson (1996).

Es por ello que algunos investigadores opinan que no es necesario admitir tal igualdad, sobre todo por su difícil corroboración, y más cuando en el momento en que se establece el cambio de régimen escalón a escalón a régimen rasante, los citados ángulos ( $\alpha_i, \alpha_b$ ) tienden a la propia pendiente del aliviadero ( $\alpha_i \approx \alpha_b \approx \alpha$ ).

Ohtsu y Yasuda (1999) introdujeron expresiones para el límite superior del flujo escalón a escalón y el inicio del flujo rasante, identificando así la presencia de un régimen de transición. Con sus datos experimentales ajustaron las dos siguientes ecuaciones.

Límite superior del flujo escalón a escalón:

$$\frac{y_c}{h} = \frac{(1.43 - \frac{h}{l})^{0.26}}{1.4} \dots \dots \dots \text{para } 0.10 \leq \frac{h}{l} \leq 1.42 \dots \dots \dots (4.18)$$

Inicio del flujo rasante:

$$\frac{y_c}{h} = 0.862 \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.165} \dots \dots \dots \text{para } 0.10 \leq \frac{h}{l} \leq 1.42 \dots \dots \dots (4.19)$$

Matos (1999) obtuvo las siguientes regresiones, basado en los datos de Ohtsu y Yasuda y los suyos propios:

Límite superior del flujo escalón a escalón:

$$\frac{y_c}{h} = 0.634 + 0.446 \exp^{-2.884(h/l)} \dots \dots \dots (4.20)$$

Inicio del flujo rasante:

$$\frac{y_c}{h} = 0.634 + 0.446 \exp^{-2.623(h/l)} \dots \dots \dots (4.21)$$

Sánchez (2001), define el cambio del flujo escalón por escalón al flujo rasante con la expresión 4.22, válida para estructuras escalonadas con pendientes entre 11° a 52°

$$\frac{y_c}{h} = 0.983 - 0.171 \left(\frac{h}{l}\right) \dots \dots \dots \text{para } \frac{h}{l} = \text{entre } 0.2 \text{ a } 1.28 \dots \dots \dots (4.22)$$

Chanson (2002) desarrolla las siguientes ecuaciones 4.23 y 4.24, en la que define un flujo en transición entre el flujo escalón en escalón y el flujo rasante.

Límite entre flujo escalón en escalón y flujo de transición:

$$\frac{y_c}{h} = 0.89 - 0.4 \left( \frac{h}{l} \right) \dots\dots\dots \text{para } \frac{h}{l} = \text{entre } 0.5 \text{ a } 1.7 \dots\dots\dots (4.23)$$

Límite entre el flujo de transición y flujo rasante

$$\frac{y_c}{h} = 1.2 - 0.325 \left( \frac{h}{l} \right) \dots\dots\dots \text{para } \frac{h}{l} = \text{entre } 0.5 \text{ a } 1.7 \dots\dots\dots (4.24)$$

Chanson y Toombes (2004) realizaron una de las pocas caracterizaciones del flujo transitorio con las que se cuenta hasta la fecha; sin embargo la información que se tiene acerca de este tipo de flujo es aún muy limitada.

#### 4.4. Zona de transición.

Existen varios estudios en modelo reducido para el diseño de la forma geométrica de la cresta en aliviaderos escalonados (Sorensen (1985), Houston (1987), O Bayat (1991), Diez-Cascón et al (1991), Bindo et al (1993), Mateos y Elviro (1995)). Todos parecen concordar en el riesgo de deflexión de la lamina de agua para ciertos caudales, si la altura de los peldaños es muy alta (Fig. 4.9).

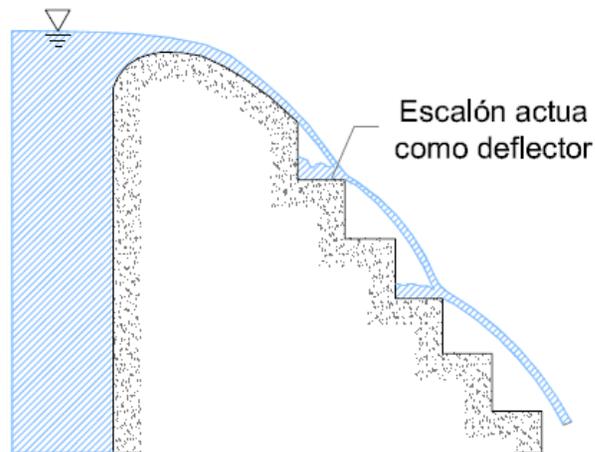


Fig. 4.9 Deflexión de la lámina de agua.

Para corregir este efecto, los mismos autores proponen construir escalones de menor tamaño en la denominada zona de transición que va desde la cresta de vertedor hasta la zona donde el flujo es uniforme, sugieren que los escalones vayan tendiendo de manera gradual a las dimensiones de los escalones establecidas para aquella estructura. En la Tabla 4.2 se describen los diseños utilizados por los diversos autores en los respectivos modelos.

REFERENCIA	PROTOTIPO	PERFIL	ESCALONES EN EL PERFIL
Sorense (1985)	Monksville (EEUU)	WES	8
Houston (1987)	Upper Stillwater (EEUU)	WES	9
O. Bayat (1991)	Godar-e-landar (Irán)	WES	5
Diez-Cascón et. al. (1991)	-----	BRADLEY	0
Bindo et. al. (1993)	M'Bali (Rep. Centrafricana)	CREAGER	10
Mateos y Elviro (1995)	Puebla de Cazalla (España)	BRADLEY	11

Tabla 4.2 Diseños del perfil de transición al paramento escalonado.

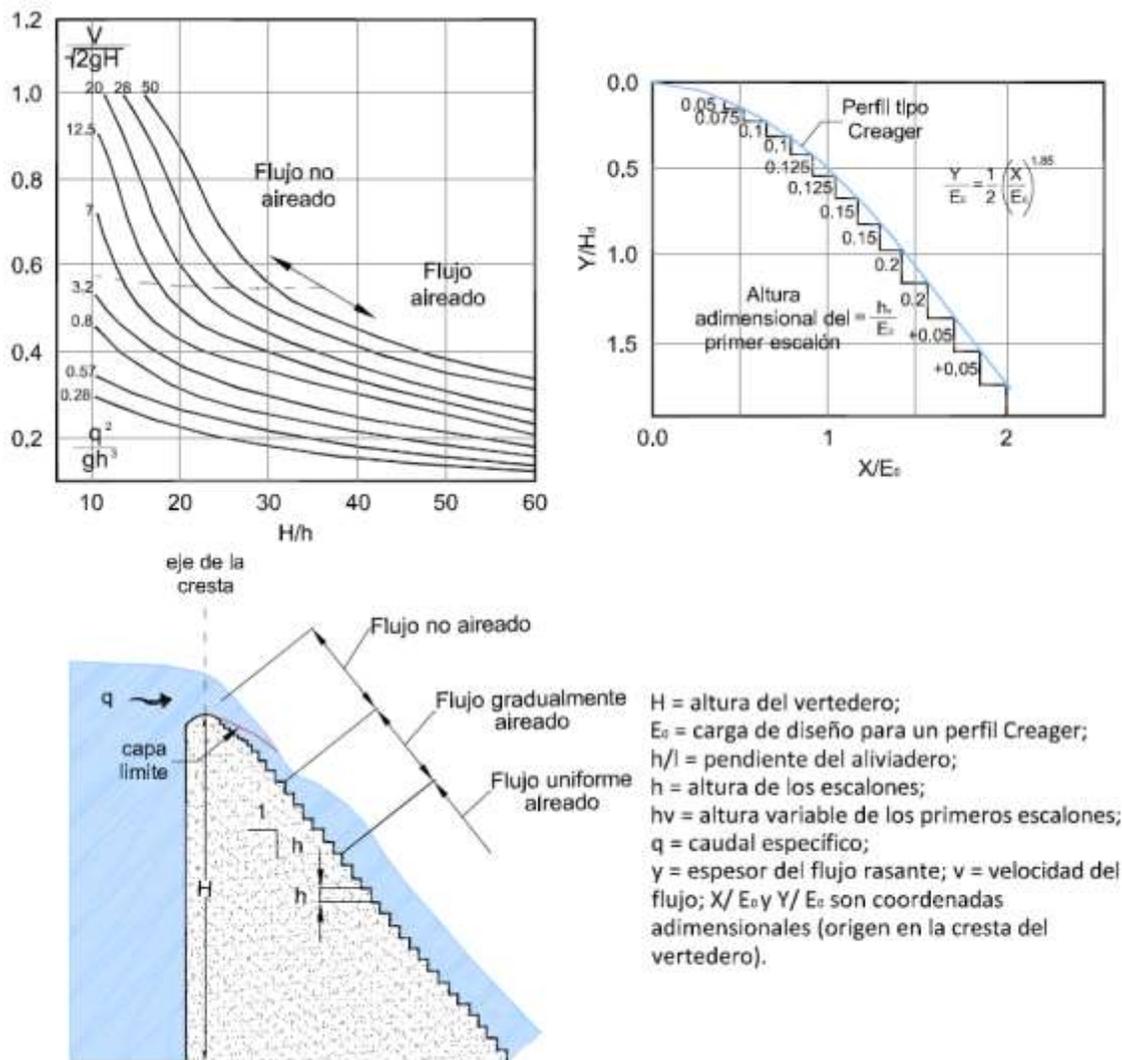


Fig. 4.10 Gráfico general para el diseño de un vertedor escalonado. Obtenido de los ensayos referidos a la presa de M'Bali en la República Centrafricana (Bindo et al. (1993)).

En Houston (1987), se presentan seis formas de cresta distintas, para el aliviadero escalonado de la presa Upper Stillwater. El diseño final está compuesto por tres curvas que se aproximan a la trayectoria de la lámina de agua, quedando configurada finalmente por peldaños con altura de 0.3 m y 0.6 m, con la dimensión horizontal variable, resultando el vértice exterior del primer peldaño coincidente con la forma teórica de la lámina de agua y los peldaños siguientes progresivamente sobresaliendo de dicha forma. De acuerdo con los autores este diseño era el que permitía una caída más uniforme del flujo a lo largo de los peldaños y menores salpicaduras, limitadas a caudales unitarios bajos.

Bindo et al. (1993) proporcionan un gráfico general para determinar el diseño de la transición al aliviadero escalonado, obtenido de los ensayos realizados sobre el modelo de la presa de M'Bali en la República Centroafricana. Dicho gráfico se muestra en la Fig. 4.10.

Mateos y Elviro (1995) propusieron un gráfico adimensional (Fig. 4.11), obtenido de los estudios en modelos reducidos de los aliviaderos de varias presas de HCR construidas en España (Puebla Cazalla, Sierra Brava, El Boquerón, Val) para diseño de la cresta del aliviadero con pendiente 1v:0.75h y altura de escalón de 0.9 m o 1.2 m. Los caudales ensayados, en prototipo, por tales autores se encuentran entre 0 y 13 m<sup>2</sup>/s.

Según los autores este diseño permite que la deflexión del chorro apenas ocurra para bajos caudales unitarios.

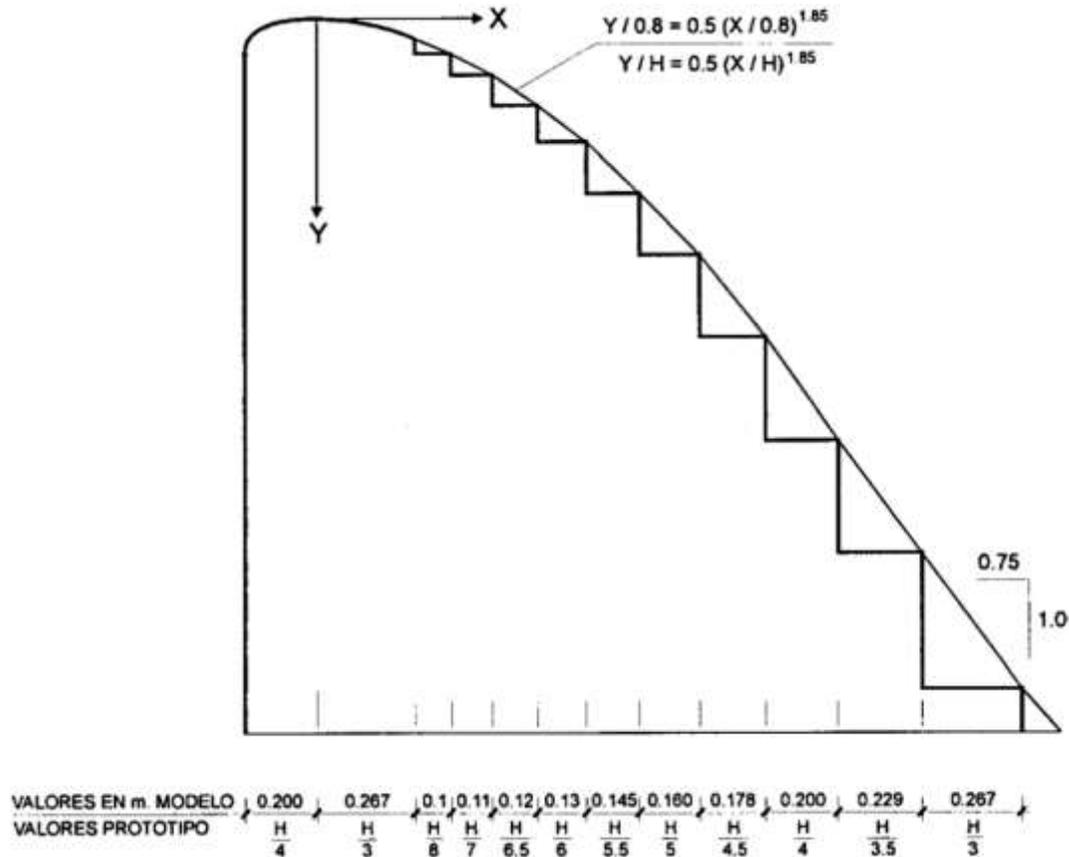


Fig. 4.11: Transición entre umbral y la rápida escalonada (Mateos y Elviro (1995)).

#### 4.5. Zona de flujo completamente desarrollado

Aguas abajo de la zona de transición el flujo pasa a desarrollarse ya de una manera completa (Fig. 4.12). Son diversos los autores que asocian el comportamiento del flujo en dicho momento con un régimen uniforme. Así, Rajaratnam (1990) propone para la estimación de las pérdidas de energía debidas a los escalones de la rápida, asumir el establecimiento de un flujo plenamente desarrollado, con una velocidad media y un tirante normal constantes. No cita el término uniforme, pero la constancia de la velocidad y del tirante a las que hace referencia no deja lugar a dudas sobre el régimen que asume. Christodoulou (1992) interpreta que el régimen plenamente desarrollado que cita Rajaratnam se basa en la asunción de la formación de un régimen rasante uniforme. Por su lado, Stephenson (1991) afirma que la utilización de escalones puede provocar un régimen con tirantes uniformes sobre el paramento aguas abajo, y que en presas altas ello tiene un efecto positivo de reducir la energía sobre la rápida. En CEMAGREF (1991) se indica que una vez se ha iniciado la aireación del flujo, éste se estabiliza rápidamente y pasa a uniformizarse.

Mateos y Elviro (1994) por primera vez cuestionan la estabilidad y regularidad del flujo rasante completamente desarrollado. Concluyen que los peldaños más propensos a la irregularidad del flujo son, como cabría esperar, los que se encuentran más cercanos al umbral del aliviadero, pues en ellos la velocidad es menor y el espesor de agua mayor. Este problema se corrige gracias al diseño de transiciones como se ha detallado en el apartado anterior. De cualquier manera indican que es imposible asegurar la regularidad para todos los caudales, por lo cual el objetivo será conseguir perfiles de escalonado tales que el flujo irregular se produzca para caudales tan bajos que sus efectos sean irrelevantes.



Fig. 4.12 Regiones en la rápida del flujo rasante.

Por otro lado Matos (1997) pone en duda que en la mayoría de las experiencias presentadas hasta la fecha (Christodoulou (1993), Lejeune et al. (1994), Tozzi (1992, 1994)) se alcanzara régimen uniforme tal y como se suponía en las mismas. Más adelante, Matos et al. (1999) presenta un comportamiento ondulante, en la zona de flujo completamente desarrollado, comparando tanto las presiones como el tirante característico a lo largo del aliviadero. Este comportamiento ondulante, al menos en cuanto a las presiones, también se describe en el trabajo de Iwao Ohtsu et al. (1997).

Amador (2005), propone un conjunto de expresiones que permite obtener en las distintas regiones de la rápida, las principales características del flujo rasante. Estas regiones se presentan en la Fig. 4.12.

Zona no aireada e inicio de aireación

La zona no aireada se caracteriza por el desarrollo en la dirección del flujo de la capa límite turbulenta, con un aumento continuo de su espesor. Fuera de la capa limite el flujo se considera irrotacional. Cuando el espesor de la capa limite alcanza la superficie libre se produce el inicio de entrada de aire en el flujo.

Amador(2005) propone una expresión para la evolución del espesor de la capa limite aguas arriba del punto de inicio de aireación:

$$\frac{\delta}{L} = 0.112 \left[ \frac{L}{k_s} \right]^{-0.233} \dots \dots \dots (4.25)$$

Donde:

- $\delta$ : Grosor de la capa limite turbulenta,(m).
- $L$ : Longitud medida a lo largo del perfil del vertedor, (m).
- $k_s$ : Rugosidad de forma equivalente a  $k_s = h \cos \alpha$  (m).
- $h$ : altura del escalón, (m).
- $\alpha$ : ángulo de la rápida con la horizontal, (°).

La evolución de la altura de agua (d) se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$d = d_0 + \delta^* \dots \dots \dots (4.26)$$

Donde:

- $\delta^*$ : Grosor de desplazamiento igual a  $\delta^* = 0.23\delta$ ,(m).
- $d_0$ : Altura correspondiente al flujo irrotacional, (m).

La energía específica residual ( $E_r$ ), se calcula por:

$$E_r = E_0 - \Delta E = E_0 - \frac{\delta^e U_0^3}{2gq} \dots\dots\dots (4.27)$$

Donde:

$U_0$ : Velocidad del flujo potencial que se determina según la ecuación de Bernoulli por

$$E_0 = \frac{q}{U_0} \cos \alpha + \frac{U_0^2}{2g}, \text{ (m).}$$

$E_0$ : Energía específica correspondiente al flujo potencial que se considera igual a

$$E_0 = H + 1.5y_c, \text{ (m).}$$

$\Delta E$ : Pérdida de energía, (m).

$H$ : Desnivel geométrico, (m).

$\delta^e$ : Espesor de pérdida de potencia que se estima igual a:  $\delta^e = 0.23\delta$ , (m).

$q$ : gasto específico, (m<sup>3</sup>/s).

$g$ : aceleración de la gravedad, (m<sup>2</sup>/s).

Las características del punto de inicio de aireación: la localización ( $L_s$ ) y la altura de agua ( $d_i$ ) se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$\frac{L_i}{k_s} = 5.982 Fr_*^{0.840} \dots\dots\dots (4.28)$$

$$\frac{d_i}{k_s} = 0.383 Fr_*^{0.580} \dots\dots\dots (4.29)$$

Donde:

$d_i$ : tirante en el punto de inicio de aireación, (m).

$L_i$ : distancia desde la cresta al punto de aireación, (m).

$$Fr_*: \text{Número de Froude rugoso a } Fr_* = \frac{q}{\sqrt{g \sin \alpha k_s^3}}$$

La concentración media de aire ( $C_{med}$ ) en el punto de inicio de aireación no es nula, según Matos (2000) será igual a:

$$C_{med} = 0.163 Fr_*^{0.154} \dots\dots\dots (4.30)$$

Flujo rápida y gradualmente variado

Aguas abajo del punto de inicio de aireación se observa visualmente una importante deflexión de la lámina libre, la ondulación se propaga aguas abajo influenciando las características hidráulicas del flujo. Matos (1999) comprobó experimentalmente que las líneas de corriente presentan una fuerte curvatura en esta zona, siendo inicialmente convexas lo que favorece una intensa aireación del flujo y posteriormente cóncavas

sobresaliendo el movimiento ascensional de las burbujas de aire y que causa una caída localizada de la concentración media de aire

La zona del flujo gradualmente variado se caracteriza por una variación gradual de los valores de concentración media del aire, tirante, velocidad hasta alcanzarse las condiciones de equilibrio del flujo uniforme.

De acuerdo con Matos (1999), la zona del flujo rápidamente variado esta comprendido entre  $0 < s' < 30$  y la zona del flujo gradualmente variado se situa entre  $30 < s' < 100$ , donde  $s'$  es una variable adimensional definida por:

$$s' = \frac{L - L_i}{d_i} \dots \dots \dots (4.31)$$

El modelo teórico-experimental de Matos (1999), revisado en Meireles (2004), propone las siguientes expresiones para calcular la concentración media de aire en las zonas del flujo rápida y gradualmente variado:

$$C_{med} = 0.210 + 0.291 \exp(-0.674(\ln s' - 2.972)^2) \dots \text{para } 0 \leq s' \leq 30 \dots (4.32)$$

$$C_{med} = \left(0.884 - \frac{1.098}{\sqrt{s'}}\right)^2 \dots \dots \dots \text{para } 30 \leq s' \leq 100 \dots (4.33)$$

Para determinar la evolución de la altura de agua equivalente (d) en la zona de flujo rápida y gradualmente variado se sugieren las expresiones del modelo teórico-experimental de Matos (1999), revisado por Meireles (2004):

$$\frac{d}{d_i} = a + b \exp(-0.067s') \dots \dots \dots (4.28)$$

Donde:

$$a = -0.206 \frac{y_c}{h} + 0.827 \sqrt{\frac{y_c}{h}} - \frac{0.008}{\ln\left(\frac{y_c}{h}\right)} \dots \dots \dots (4.29)$$

$$b = 0.144 + 1.203 \exp\left(-\frac{y_c/h}{0.753}\right) \dots \dots \dots (4.30)$$

Para el diseño de la altura de los cajeros laterales es importante conocer la evolución de las alturas características ( $Y_{90}$ ) a lo largo del aliviadero:

$$Y_{90}(L) = \left(\frac{d(L)}{1 - C_{med}(L)}\right) \dots \dots \dots (4.31)$$

Donde:

$Y_{90}$ : altura de agua en la que se presenta una concentración de aire del 90%, (m).

### Flujo uniforme

A una distancia suficientemente alejada del umbral del aliviadero, se establecerá el equilibrio entre fuerzas de gravedad y fricción y se alcanzará el flujo uniforme. En esa zona del aliviadero las principales características del flujo como la concentración media del aire, la velocidad media, altura del agua y energía específica residual se mantiene constantes.

Las condiciones hidráulicas para la formación del régimen uniforme son difíciles de determinar dado el carácter asintótico de las curvas de evolución de las características del flujo a lo largo de la rápida. Bocs y Hager (2003) proponen una expresión para determinar la altura mínima del aliviadero ( $H_e$ ) necesaria para la formación de régimen uniforme

$$\frac{H_e}{y_c} \approx 24 (\sin \alpha)^{2/3} \dots \dots \dots (4.32)$$

De acuerdo con la ecuación 4.32 en aliviaderos escalonados con pendientes típicas de 1v:0.8h ( $\alpha = 51.3^\circ$ ) se requiere una altura relativa de  $H_c/y_c = 20.3$  para que se alcance el régimen uniforme. Se trata de un valor inferior al propuesto por Mateos (2000) que basándose en las mediciones de la concentración media del aire a lo largo del aliviadero sugiere una altura relativa mínima  $H_c/y_c = 30$  para que se considere el flujo uniforme sobre la rápida.

La concentración media del aire en régimen de equilibrio depende de la pendiente del aliviadero (Matos, 1999):

$$C_{med} = 0.76 (\sin \alpha)^{0.82} \dots \dots \dots (4.33)$$

Boes y Hager (2003) proponen calcular la altura de agua equivalente uniforme ( $d_e$ ) usando la siguiente expresión:

$$\frac{d_e}{y_c} = 0.215 (\sin \alpha)^{-1/3} \dots \dots \dots (4.34)$$

A partir de la ecuación (4.34) se obtiene un coeficiente de fricción equivalente ( $f_{eq}$ ) de aproximadamente 0.08 (ver ecuación 4.35). Se trata de un valor similar al sugerido por Matos y Quintela (1995) de  $f_{eq} \approx 0.10$  y algo inferior a  $f_{eq} \approx 0.20$  propuesto por Chanson (2004)

$$f_{eq} = 8 (\sin \alpha) \left( \frac{d_c}{y_c} \right)^3 \dots \dots \dots (4.35)$$

## CAPITULO 5. CONCLUSIONES

La velocidad que se desarrolla en un vertedero, como se vio en el Capitulo 3, puede ocasionar la erosión de la superficie del vertedor. La cavitación aparece como resultado del decaimiento de la presión por debajo de la presión de vaporización del líquido por incremento de la velocidad. Esta se inicia en las irregularidades producidas por el acabado de la superficie del vertedor. Como se vio Peterka A (1965) encontró que para una concentración de aire del 2%, los daños por cavitación son pequeños. Una forma de proteger la obra de excedencias es por medio de la aireación natural, sin embargo es muy difícil pues la longitud medida a lo largo del perfil del vertedor ( $x$ ) resulta ser demasiado grande antes de que el grosor de la capa limite turbulenta coincida con el tirante del perfil calculado.

Por lo anterior, una manera de proteger la superficie del vertedor en la etapa de diseño o en vertedores ya construidos es mediante la aireación inducida. Para lograr lo anterior es necesario en primer lugar ubicar las zonas expuestas a cavitación. Una forma de ubicar las zonas expuestas a cavitación es mediante el método de predicción de Echávez (1979) que utiliza como parámetro el índice de cavitación local, calculado con la velocidad a la altura  $k$  (rugosidad de Nikuradse) de la superficie del vertedor. Echávez (1979) concluye que las hipótesis utilizadas hacen que el método propuesto, tanto para superficies irregulares y desalineamientos, se considere conservador y para mejorarlo, es necesario obtener datos en estructuras de mayores dimensiones que las usuales en el laboratorio, por lo que sugiere hacer mediciones en prototipo.

Una vez ubicadas las zonas con riesgo de cavitación, estas se pueden proteger con la construcción de dispositivos aireadores, para calcular la demanda de aire de un dispositivo aireador se puede utilizar la ecuación de Hamilton (1980).

Otra manera de evitar daños por cavitación en la etapa de diseño es por medio de la construcción de vertedores escalonados, los cuales permiten la inclusión de aire en el flujo por medio de vórtices recirculantes que arrastran aire en sus núcleos (como se vio en el Capitulo 2) y permiten en gran medida la disipación de energía. En el diseño de este tipo de vertedores es necesario garantizar un flujo rasante para lo cual es necesario modificar la cresta del vertedor de manera que los escalones cambien gradualmente de tamaño hasta alcanzar el tamaño del escalón proyectado para evitar la deflexión del flujo. Sin embargo, Mateos y Elviro (1994) concluyen que es imposible asegurar para todos los caudales, la regularidad a flujo rasante y por tanto el objetivo será conseguir perfiles escalonados tales que el flujo irregular se produzca para caudales tan bajos que sus efectos sean irrelevantes.

## BIBLIOGRAFÍA

- ARREGUIN, Felipe; "Cavitación y aireación en obras de excedencia", Asociación Mexicana de Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2005, 75p.
- ARREGUIN, Felipe; "Obras de excedencia", Asociación Mexicana de Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2000, 265p.
- BAYAT, H. O. 1991."Stepped spillway feasibility investigation". Commission Internationale des Grands Barrages. Páginas 1803-1817.
- BINDO, M.; GAUTIER, J.; LACROIX, F. Enero 1993. "The stepped spillway of M'Bali dam". The International Water Power and Dam Construction. Páginas 35 y 36.
- BORMANN, K., "Der Abfluss in Schussrinnen Unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, Versuchsantalt fur Wasserbau der Technischen Hochschule Munthen, Bericht Nr 13, (Discharge in Chutes Considering Air Entrainment) 1968.
- CEMAGREF. Octubre 1991. "Etude de la dissipation d'énergie sur les évacuateurs a marches". Projet National BaCaRa. Raport d'essais Societe du Canal de Provence et d'Amenagement de la Region Provençale. 116 Páginas.
- CHAMANI, M.R. y RAJARATMAN, N. "Jet flow on stepped spillwas", Journal of Hydraulic Engineering-ASCE. Vol. 125, núm. 9, pp 969-971
- CHANSON, H., "Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways", Oxford., UK: Pergamon 1996.
- CHANSON, H "Hydraulic design of stepped cascades channels weirs and spillways". Ed. Pergamon, Oxford, 1994.
- CHANSON, H. "Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel." Journal of Hydraulic Research, 32-2:213–218, 1996.
- CHANSON, H., "Flow aeration at stepped cascades". CE155. Brisbane, Australia: Department of civil engineering, The University of Queensland, 1997.
- CHANSON, H., "The hydraulics of stepped chutes and spillways" Lisse: A.A. Balkeman Publishers, 2002.
- CHANSON, H. y GONZÁLEZ, C.A "Diseño Hidráulico de vertedores escalonados con pendientes moderadas: metodología basada en un estudio experimental" Ingeniería Hidráulica en México, 2002.
- CHRISTODOULOU, G. C. Mayo 1993. "Energy dissipation on stepped spillways". ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No. 5, Páginas 644 a 650.
- DIEZ-CASCON, J. BLANCO, J. REVILLA, AND R. GARCIA. "Studies on the hydraulic behaviour of stepped spilways". Water Power and Dam Construction, pages 22–26, 1991.
- ESSERY AND M. HORNER. "The hydraulic design of stepped spillways. report ", CIRIA, 1978.
- ECHÁVEZ, G.; "Cavitación en vertedores ". 415 Instituto de Ingeniería. México, UNAM, 1979, 80p.
- GONZÁLEZ, C.A y CHANSON, H. Interactions between cavity Flow and Mainstream Skimming Flows: an Experimental Study. Canadian Journal of Civil Enginnering. Vol. 31, núm. 1, 2004, pp. 33-44

- HOUSTON, K. L. Octubre 1987. "Hydraulic model studies of upper stillwater dam stepped spillway and outlet works". REC ERC 87 6. U. S. Boureau of Reclamation. United States Departament of the Interior. Denver. EEUU. 51 páginas.
- KILLEN, J. M., Anderson, A. G., "A Study of the Air-Water Interface in Air Entrained Flow in Open Channels," 13th Congress of the International Association for Hydraulic Research, Japan, vol. 2, 1969, 339-347 p.
- LANE, E. ., "Entrainment on Spillway Faces," Civ. Eng. vol. 9, 1939, 89-96 p.
- LEVI, E. "Investigación acerca de las estrías longitudinales de las laminas vertientes", Revista de Ingenieria Vol. XXXIV, México,1964, 237-244 p.
- LOZANO, Martín y HERNANDEZ, José; "Diseño del proyecto presa de almacenamiento "La Palma", municipio de Quiriego, Sonora", Universidad de Sonora, Escuela de ingeniería, 1988, 197p.
- MATAIX, Claudio; "Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas", 2ª ed. Alfaomega 2006, 660p.
- MATOS, J. "Emulsionamento de ar e dissipacao de energia do escoamento em descarregadores de cheias em degraus." Tese de doutoramento-Instituto Superior Tecnico, 1999.
- MATEOS y V. ELVIRO. "The use of stepped spillways in energy dissipation". International Symposium sobre las presas y avenidas, Granada, pages 241–250, 1992.
- MATEOS y V. ELVIRO. "Regularidad del flujo en aliviaderos escalonados". In Memorias del XVI Congreso Latinoamericano, Santiago, Chile, pages 299–310, 1994.
- MATOS, J. Octubre 1997. Discusión de "Model study of a roller compacted concrete stepped spillway". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 123. Páginas 933 a 936
- MATEOS, C.; ELVIRO, V. Septiembre 1995. "Stepped spillways. Design for the transition between the spillway crest and the steps". Memoria del XXVI Congreso del IAHR, HYDRA 2000. Londres. Páginas 260 a 265.
- NOVAK,P.; "Estructuras hidráulicas" 2ª ed. McGraw-Hill, 2001, 599p.
- OHTSU I.; YASUDA Y. 1997. "Characterisitics of flow conditions on stepped channels". Proc. Del 27o Congreso IAHR. Tema D. Ed. John. S. Gulliver y Pierre–Louis Viollet. IAHR. San Francisco. EUA. Páginas 583 –588.
- OHTSU, I. Y YASUDA, Y. "Flow resistance of skimming flows in stepped channels." In Proc. 28<sup>th</sup> IAHR Biennial Congress, Graz, Austria, 1999.
- PEYRAS, L., P. ROYET, AND G. DEGOUTTE. "Flow and energy dissipation over stepped gabion weirs". Journal of Hydraulic Engineering, 118-2:707–717, 1992.
- RAJARATNAM, N. Abril 1990. "Skimming flow in stepped spillways". ASCE Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 116, No 4. Páginas 587 a 591.
- ROGER E.A ARNDT; "Cavitation in fluid machinery and hydraulic structures", Annual review, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, University of Minnesota, Minneapolis, 1981, 56 p.
- ROUSE, H (1936). "Discharge Characteristics of the Free Overfall" Civil Engineering, Vol. 6 April, p.257
- SANCHEZ, M. Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de hormigón compactado. Analisis del campo de presiones. Tesis doctoral-Universitat Politecnica de Catalunya, 2001.

- SOTELO, Ávila Gilberto; “Apuntes de hidráulica II “. Capítulo 8. Diseño Hidráulico de estructuras. México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 2008, 509-647 p.
- SORENSEN. “Stepped spillway hydraulic model investigation”. Journal of Hydraulic Engineering, 1985.
- STEPHENSON, D. “Energy dissipation down stepped spillways”, Water Power and Dam Construction, pages 236–247, 1991.
- TORRES, Francisco; “Obras hidráulicas”, Limusa, 1980, 276p.
- US Bureau of Reclamation (1990); “Cavitation in Chutes and spillways” 3ª ed., US Department of the Interior, Washington, DC.
- US Bureau of Reclamation (1987); “Design of small Dams” 3ª ed., US Department of the Interior, Washington, DC.
- WOOD, R. Ian.; “Air Entrainment in free-surface flows” University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield,1991, 142p.

## PAGINAS WEB

<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/4254/Capitulo5.pdf>

[http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos\\_presa/paginas/p\\_arco.htm](http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/paginas/p_arco.htm) (Escuela de Ingeniería de Antioquia-Presa el Atazar-)

<http://chihuahuadelicias.blogspot.com/2010/12/presa-francisco-i-madero-vertiendo.html> (García, 2010)

[http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos\\_presa/marcos/presa%20de%20arco/m\\_Anchor%20\\_arco.htm](http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/marcos/presa%20de%20arco/m_Anchor%20_arco.htm) (-Presas Anchor-)

<http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/abren-las-compuertas-de-la-presa-la-amistad> ( Enrique González Correa –Presas la Amistad-)

[http://en.wikipedia.org/wiki/File:Cuevas\\_Almanzora\\_Embalse.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Cuevas_Almanzora_Embalse.jpg)(-Presas Almanzora-)

<http://www.turimexico.com/chiapas/nangostura.php>(-Presas la Angostura-)

<http://fi.uaemex.mx/david.delgado/files/ArticuloSmieXVIDavidDelgado10Oct08.pdf> (-presas José Antonio Alzate-)

<http://ingenieriaycomputacion.blogspot.com/2010/03/central-hidroelectrica-el-infiernillo.html> (Blog de Ingeniería y computación).

[http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:T%C3%BAnel\\_aliviadero\\_Aldead%C3%A1vila.png](http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:T%C3%BAnel_aliviadero_Aldead%C3%A1vila.png)

<http://www.geograph.ie/photo/403286> (-Presas Spelga-)

<http://www.fi-p.unam.mx/paginas/papime8.html> Autor: Echávez Aldape, Gabriel

<http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Publicaciones/Paginas/FichasCOUSSA.aspx>

Autor: SAGARPA

<http://www.impsa.com/es/productos/impsahydro/SitePages/equipos.aspx> (IMPSA)

<http://www.thomassala.com/es/catalog:Cos/0/compuertas-hidraulicas/compuertas-vagon>(Equipos Industriales Thomas S.A.)

<http://montanafilm.com/dams2.htm> foto del vertedor en montana

<http://fainweb.uncoma.edu.ar/centraleshidraulicas/archivos/PCH-%20CAVITACION.PDF> tracción y nucleación Ing. Ariel R. Marchegiani

[obtenida](#)

[http://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua\\_articulo/Ingcivil/113/articulo3/aliviaderos.htm#introduccion](http://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua_articulo/Ingcivil/113/articulo3/aliviaderos.htm#introduccion)

<http://ingenieriaenlared.lacoctelera.net/post/2007/11/07/aothe-glory-holea-aliviadero-presa-maas-popular-la> (-Presa Glory Hole -)

<http://www.noticiasdel6.com/ampliar.php?id=75218&PHPSESSID=orqipsawxg#.UQ269R04ues> (Central Hidroelectrica Yacyretá)

<http://www.ozonesolutions.com/info/ozone-water-treatment>

[http://cataratasiguazu09.blogspot.mx/2009\\_11\\_01\\_archive.html](http://cataratasiguazu09.blogspot.mx/2009_11_01_archive.html) Márquez, 2009