



República de Pocagua
Ministerio de OO.PP.

PRESA DE “SAN ANDRÉS PUZOLANO 1”

Fecha: 09/05/2014

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA.

1.1.1. HISTORIA.

1.1.2. SOLUCIÓN ADOPTADA.

1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL.

1.3. CAUDALES DE DISEÑO.

1.4. TIPOLOGÍA DEL SISTEMA DE ALIVIO.

1.4.1. ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

1.4.2. ALIVIADERO DE SUPERFICIE.

2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

2.1. INTRODUCCIÓN.

2.2. CÁLCULO DE LOS ALIVIADEROS.

2.2.1. CAUDAL EN EL ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

2.2.2. CAUDAL EN EL ALIVIADERO DE LABIO FIJO.

2.2.3. PROCEDIMIENTO.

2.2.4. RESULTADOS OBTENIDOS.

2.3. PERFIL BRADLEY.

2.4. CUENCO AMORTIGUADOR.

2.5. DESAGÜES DE AGOTAMIENTO DEL EMBALSE.

2.5.1. INTRODUCCIÓN.

2.5.2. DESCRIPCIÓN.

2.5.3. CÁLCULO.

3. CAVITACIÓN.

3.1. INTRODUCCIÓN.

3.2. ALIVIADERO DE SUPERFICIE.

3.3. ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

4. VACIADO DEL EMBALSE.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA.

1.1.1. HISTORIA.

Las catástrofes producidas por las riadas o avenidas son desgracias con las que la Humanidad se ha visto obligada a vivir desde que se tiene conocimiento histórico. El levante español es una zona que se ve sometida con frecuencia a un fenómeno meteorológico conocido como “gota fría”, que suele ocurrir al comienzo del otoño.

Ríos como el **Júcar** en el que el día 20 de octubre de 1982 un sobrevertido sobre coronación ocasionó la destrucción de la recién terminada presa de Tous (materiales sueltos).

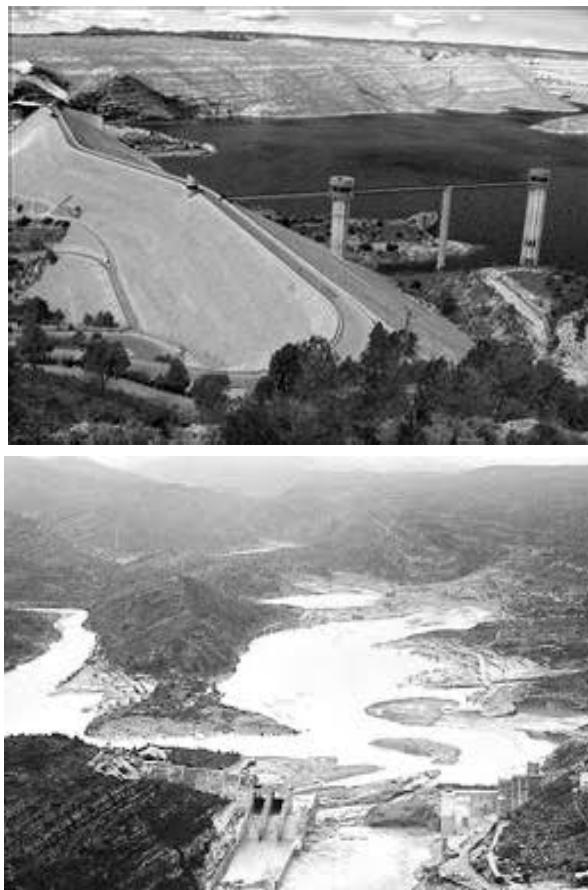


Foto Nº 1 Presa de Tous antes y después de la riada del 20 de octubre de 1982.

El **Guadentín** y el **Segura**, que se unían en la ciudad de Murcia, la *Mursilla* (مرسية) árabe, y cuyas frecuentes crecidas hicieron que ya los árabes, en la edad media, desviaran el primero de ellos haciéndolo desembocar en Guardamar, el **Vinalopó**, en el que según la historia se ahogó el general cartaginés Amilcar Barca, padre del gran Aníbal, en el año 228 a.C.. El **Turia**, que tuvo que ser desviado de su paso por Valencia,

en lo que se llamó “plan Sur de Valencia” (1965-1968) sufragado en gran parte mediante sellos de correo voluntarios de 25 céntimos de peseta.



Foto Nº 2 Desvío del río Turia. Sellos de correos voluntarios.



Foto Nº 3 Construcciones en el antiguo cauce del río Turia.

O la gran cantidad de “ríos Secos” que se dan en esta geografía y cuyo nombre quiere decir precisamente que “nunca” llevan agua, han causado destrucción y muerte en España desde el comienzo de los tiempos



Foto Nº 4 El río Seco de Castellón después de la inundación del 29 de septiembre de 2009.

En los años 90 del pasado siglo, la Confederación Hidrográfica del Segura llevó a cabo el llamado “Plan de defensa de avenidas del río Segura” en el que se realizaron los siguientes embalses en ríos, ramblas o barrancos que normalmente no llevan agua:

- Los Rodeos: 15,01 hm³ (río Mula)
- Pliego: 8,91 hm³ (río Pliego)
- José Bautista: 5,55 hm³ (río Guadalentín)
- Moratalla: 5 hm³; (río Alhárabe)
- La Risca: 3,17 hm³; (río Alhárabe)
- Doña Ana: 2,54 hm³; (rambla de Doña Ana María)
- Los Charcos: 2 hm³ (charcos de Tobarra)
- Mayés: 1,50 hm³ (rambla del Mayés)
- Cárcabo: 0,50 hm³ (rambla de el Cárcabo)
- Bayco: 6,20 hm³ (río Bayco u Ortigosa)
- Boquerón: 6,00 hm³ (rambla del Boquerón)
- Judío: 9,00 hm³ (rambla del Judío)
- Moro: 4,00 hm³ (rambla del Moro)

1.1.2. SOLUCIÓN ADOPTADA.

Para realizar un embalse del tipo que nos ocupa, conocido como embalse “agujero”, se han realizado diversas soluciones que giran básicamente en dos tipologías:

- Realización de un muro con un gran orificio en el fondo que permita pasar un determinado caudal y retenga los excesos.
- Realización de un muro en el que el vertido se realiza a una cierta altura alejada de sedimentos y trayectorias de objetos pesados o voluminosos.

En este proyecto nos hemos inclinado por la segunda opción por las siguientes razones:

- Para tener garantías de que un orificio no se vea obstruido en una gran riada, del tipo de la provocada por el huracán Mitch, sería necesario que éste fuera muy grande, lo que quitaría peso a la estructura y obligaría a grandes taludes y contrapendiente para no poner en peligro la estabilidad al deslizamiento. Este razonamiento sería aplicable tanto a presas de hormigón como a la zona de aliviadero de una presa de materiales sueltos.
- La disposición conjunta de un aliviadero de superficie y otro de medio fondo, ambos sin compuertas o elementos de cierre o control, garantizan el libre funcionamiento hidráulico de estos elementos.
- Esta disposición es perfectamente compatible con el diseño de un talud quebrado aguas arriba, tipo japonés, especialmente indicado para presas ubicadas en zona sísmicas.

Por otra parte, la experiencia de Tous, añadida al hecho de no disponer de un lugar para la realización de un aliviadero lateral nos han aconsejado a desechar una solución de materiales sueltos ya que:

- Una presa de hormigón puede soportar sobrevertidos de emergencia, algo que no admite una presa de materiales sueltos.
- La solución de materiales sueltos requeriría una zona de hormigón para realizar el aliviado de las aguas lo que complicaría la solución y el mantenimiento de la obra en el futuro.

1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL.

La presa del emplazamiento San Andrés Puzolano 1 está formada por trece bloques, de los cuales los once centrales tienen 15 m de anchura, mientras que los dos bloques laterales son de longitud algo menor, para adaptarse al cierre con los estribos.

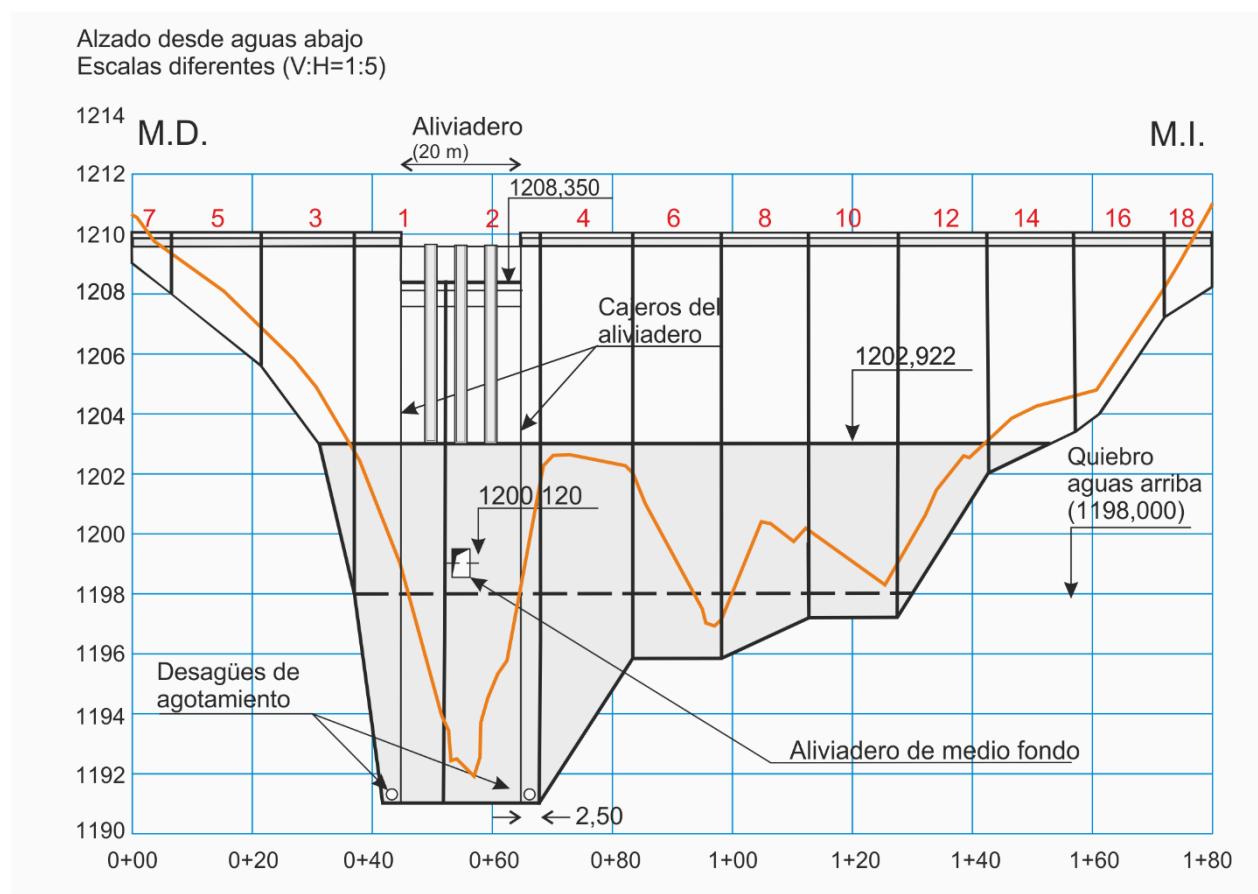


Figura Nº 1 Sección Tipo BA1.

Los bloques de la margen derecha se numeran con números impares del 1 al 7 y los de la derecha con números pares del 2 al 18. Los bloques 1 y 2 forman el aliviadero, sobre el cual no se dispone tablero de estructura de paso, lo que facilita la evacuación de materiales y objetos voluminosos arrastrados por las avenidas provocadas por precipitaciones extraordinarias.

En estos dos mismos bloques, pero fuera de la zona central de aliviaderos se sitúan los desagües de agotamiento del embalse.

1.3. CAUDALES DE DISEÑO.

Los datos de partida para los caudales de diseño son:

Sistemas de alivio: $57,4 \text{ m}^3/\text{s}$

Notas:

- Puesto que nos encontramos en la cabecera de la cuenca, este cauce solo llevará agua cuando existan precipitaciones, por lo que se ha considerado, de manera conservadora, utilizar el caudal correspondiente al período de retorno de 5 años.
- Los desagües de fondo se proyectan para agotar el agua embalsada en el embalse después de una avenida.

1.4. TIPOLOGÍA DEL SISTEMA DE ALIVIO.

El aliviadero es de vertido sobre labio fijo tipo Bradley con canal de descarga sobre el cuerpo de presa y cuenco amortiguador de resalto hidráulico. Para los cálculos se supondrá que funciona tanto el aliviadero de superficie como los aliviaderos de medio fondo.

El sistema se completa con dos desagües de vaciado o agotamiento del embalse, que no se consideran en el alivio de la avenida de mil años para prever la posibilidad de que estuvieran obstruidos cuando ésta se produjese.

Teniendo en cuenta que la presa normalmente no almacenará agua, puesto que su finalidad es la de laminar grandes avenidas, no se hace necesario colocar compuertas en el aliviadero.

1.4.1. ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

Está formado por un conducto rectangular de pendiente $1^0/00$, abocinado en la entrada, que desemboca en un canal de sección rectangular y solera curva.

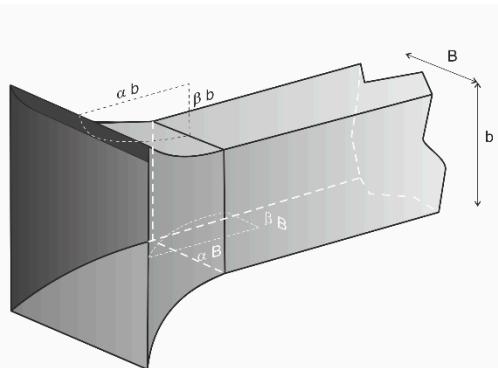


Figura N° 2 Aliviadero de medio fondo. Conducto de entrada.

En la que los parámetros que aparecen toman los siguientes valores:

b:	1,40 m
B:	1,60 m
✓ :	1,00
:	0,30

Cuadro N°1 Definición del conducto de entrada

Después de un trayecto en presión el aliviadero de medio fondo se abre a un canal en lámina libre que vierte sobre el paramento de aguas abajo de la presa al cuenco amortiguador.

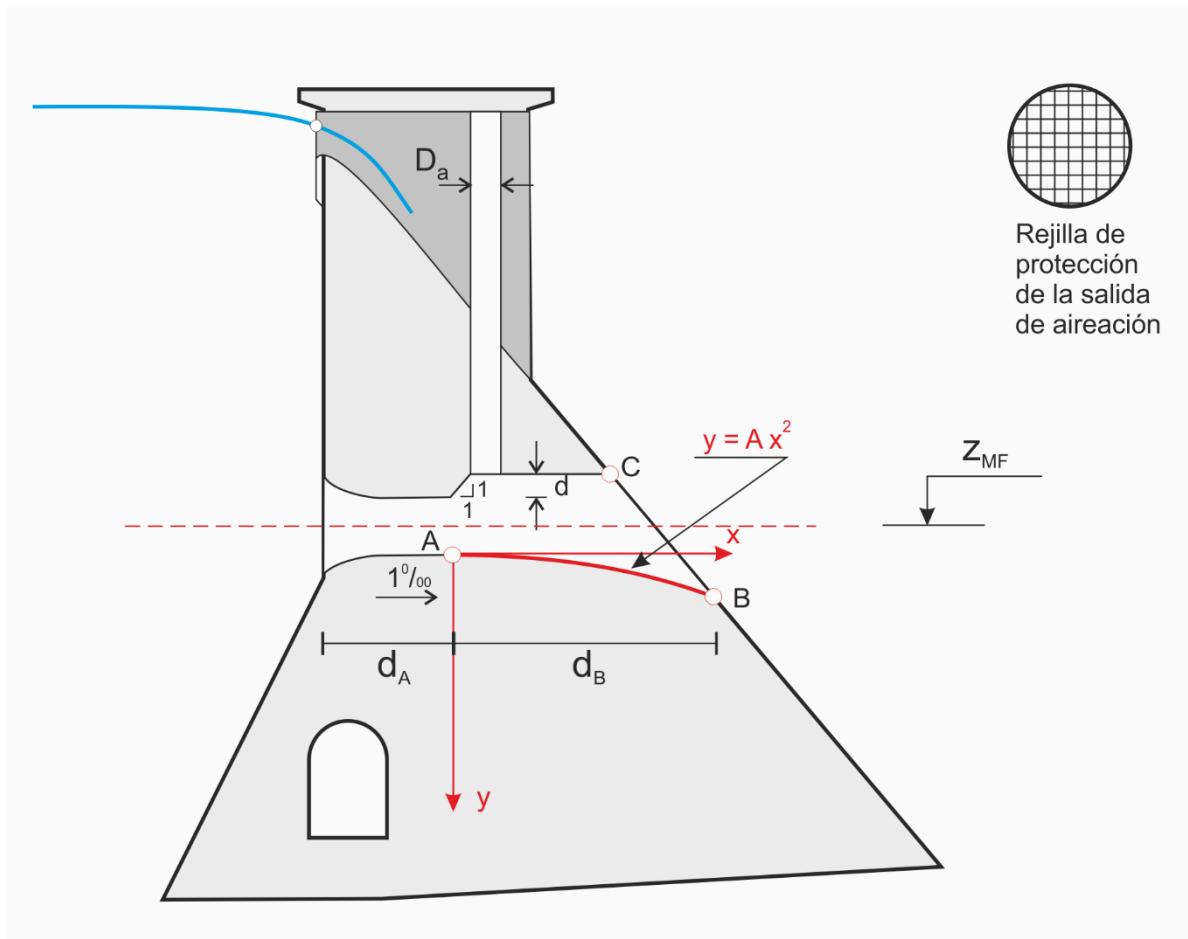


Figura N° 3 Aliviadero de medio fondo. Sección

Los parámetros marcadas en la figura toman los siguientes valores:

d	0,700	m
D_a	0,750	m
A	0,0266	m ⁻¹
d_A	3,000	m
d_B	5,753	m

Cuadro N°2a Definición del canal de descarga

Los puntos A, B y C marcados en la figura tienen las siguientes coordenadas, expresadas en metros para la horizontal y en metros sobre el nivel del mar para la vertical:

Punto	x	y
A	7.690	1199.420
B	13.443	1198.573
C	10.938	1201.520

Cuadro N°2b Puntos notables del canal de descarga

La solera del canal queda definida por la ecuación $y = A x^2$, referida a los ejes x e y dibujados en rojo en la figura. Valores de esta curva y de su pendiente (y') se recogen en el cuadro y gráfico siguientes.

x	y	y'
0,000	0,000	0,000
0,500	0,007	0,027
1,000	0,027	0,053
1,500	0,060	0,080
2,000	0,106	0,106
2,500	0,166	0,133
3,000	0,240	0,160

3,500	0,326	0,186
4,000	0,426	0,213
4,500	0,539	0,240
5,000	0,666	0,266
5,753	0,847	0,295

Cuadro N°3 Coordenadas y pendiente de la solera de descarga.

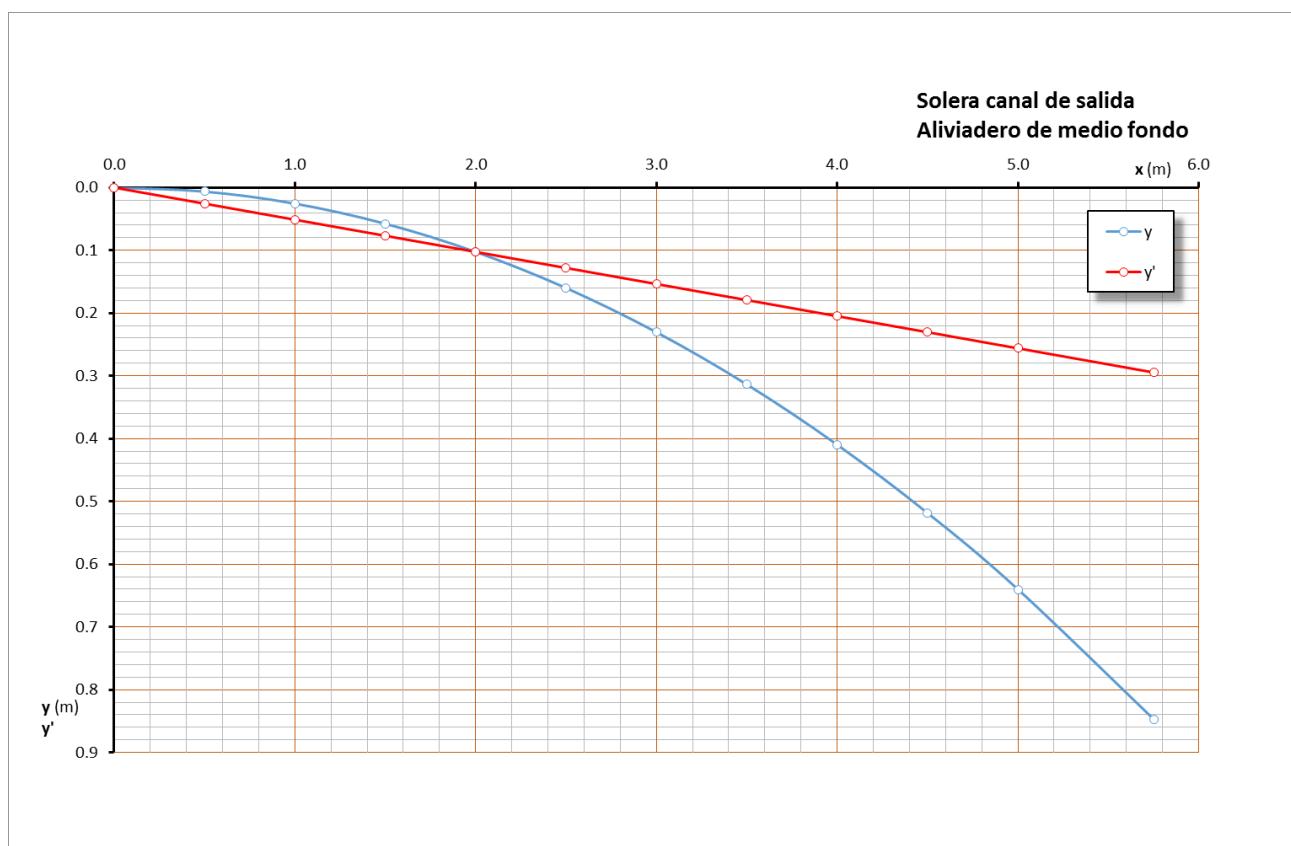


Figura N° 4 Solera y pendiente del aliviadero.

Con objeto de proteger este elemento contra la entrada de troncos y otros posibles materiales gruesos, arrastrados por las aguas durante las avenidas e incluso de la entrada de personas, se dispone una estructura porta-rejas con cuadrícula de 15 cm de lado, tal y como se indica en la figura adjunta:

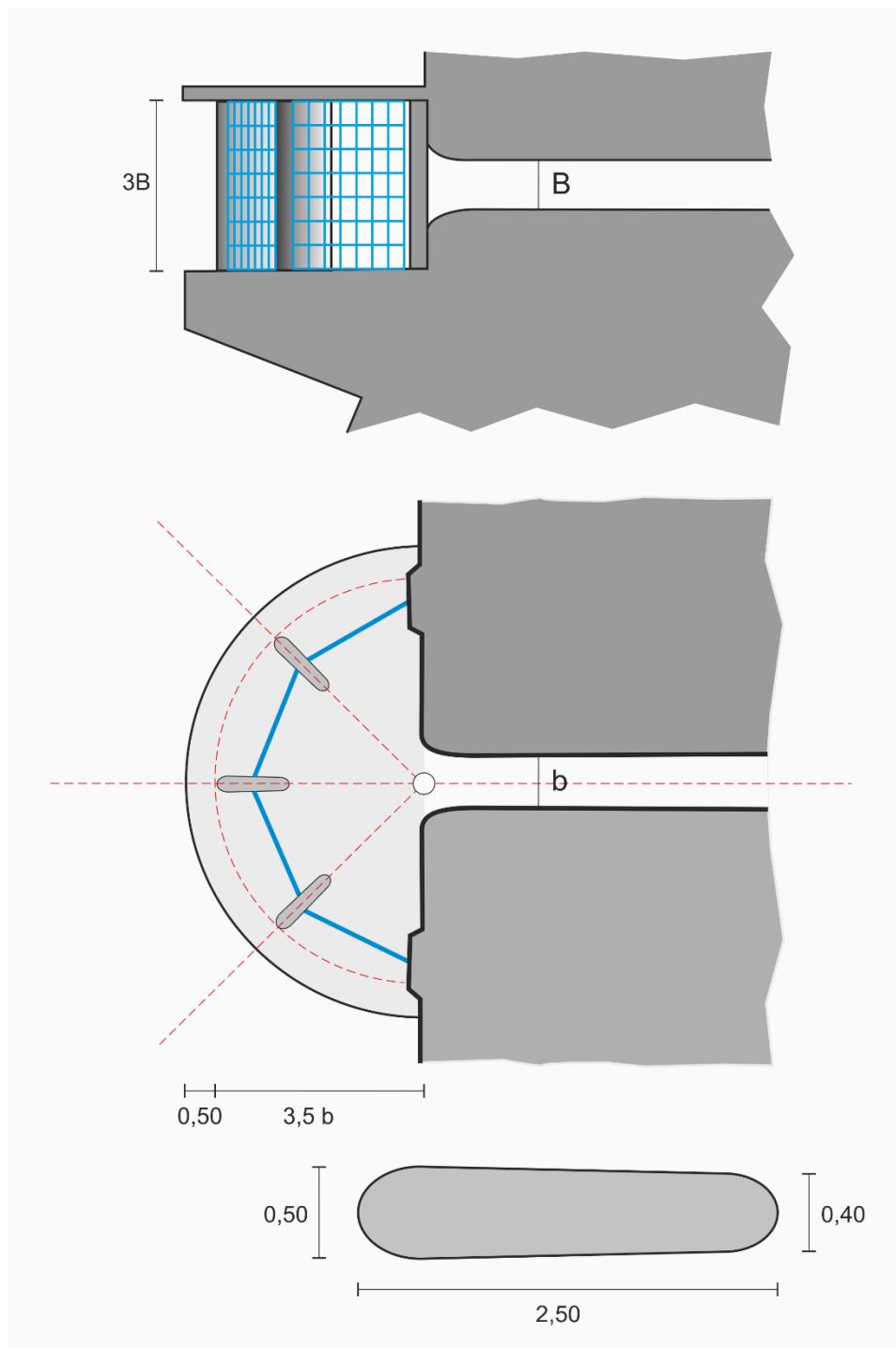


Figura Nº 5 Aliviadero de medio fondo. Estructura porta-rejas

En la que las cotas hacen referencia a los parámetros anteriores b (ancho) y B (alto), que valen respectivamente 1,600 y 1,400 metros.

Dadas las funciones de la presa, no se disponen compuertas ni válvulas de control del flujo.

1.4.2. ALIVIADERO DE SUPERFICIE.

Es un aliviadero en lámina fija con un único umbral, que se dispone a la cota 1208,350 m.s.n.m.

La Figura Nº 6 y el Cuadro Nº 4 definen sus elementos:

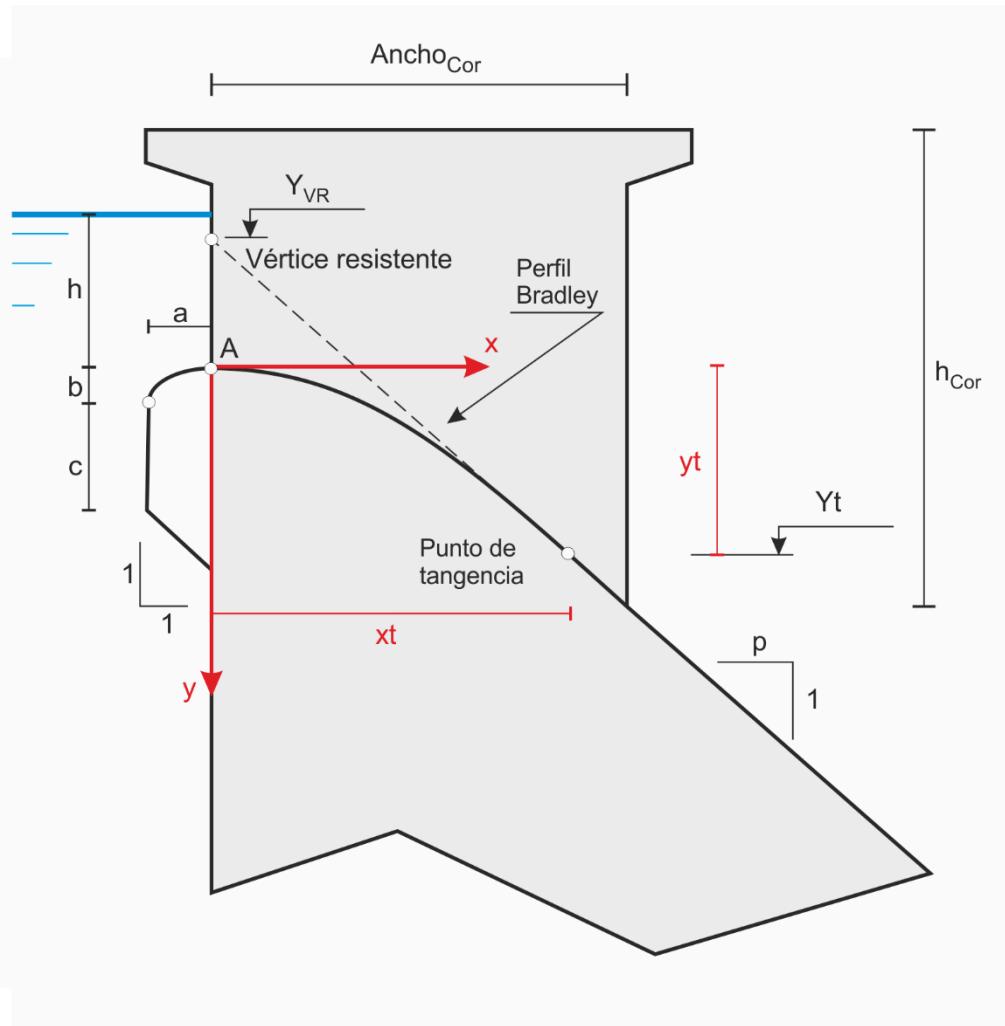


Figura Nº 6 Aliviadero de superficie.

El perfil Bradley se continúa hacia aguas arriba con un cuarto de elipse de semiejes a y b .

a	0,204	m
b	0,091	m
c	1,000	m
Ancho_{Cor}	5,000	m
h_{Cor}	7,012	m
xt	0,962	m
yt	0,612	m
Yt	1207,738	m.s.n.m.
Y_{VR}	1208,873	m.s.n.m.

Cuadro N°4 Dimensiones del aliviadero de superficie.

Para servir de apoyo de la coronación, si alguna vez se considera conveniente construirla, y dar aireación a la lámina vertiente se disponen tres pilas con las siguientes características:

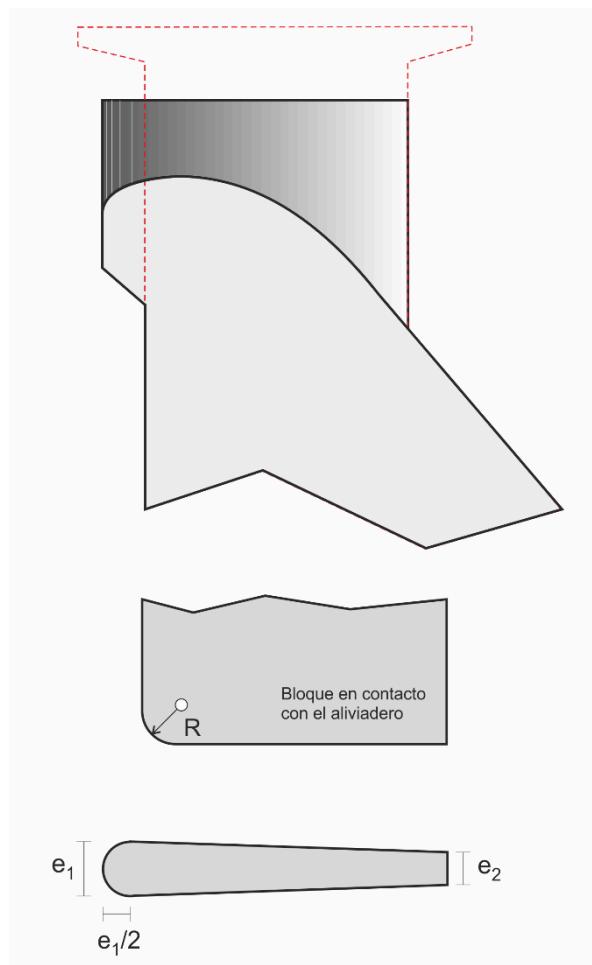


Figura N° 7 Pilas del aliviadero.

Tomando las dimensiones e_1 , e_2 y R los siguientes valores:

$$e_1: 1,50 \text{ m.}$$

$$e_2: 1,20 \text{ m.}$$

$$R: 1,00 \text{ m.}$$

Cuadro N°5 Definición de las pilas del aliviadero

2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

2.1. INTRODUCCIÓN.

Según se ha explicado, el mecanismo de alivio de avenidas se confía a un sistema formado por un aliviadero de lámina fija y un aliviadero de medio fondo.

El primero funcionará siempre en lámina libre y el otro lo hará en presión, en la entrada, cuando se produzcan avenidas, desembocando posteriormente en un canal de lámina libre

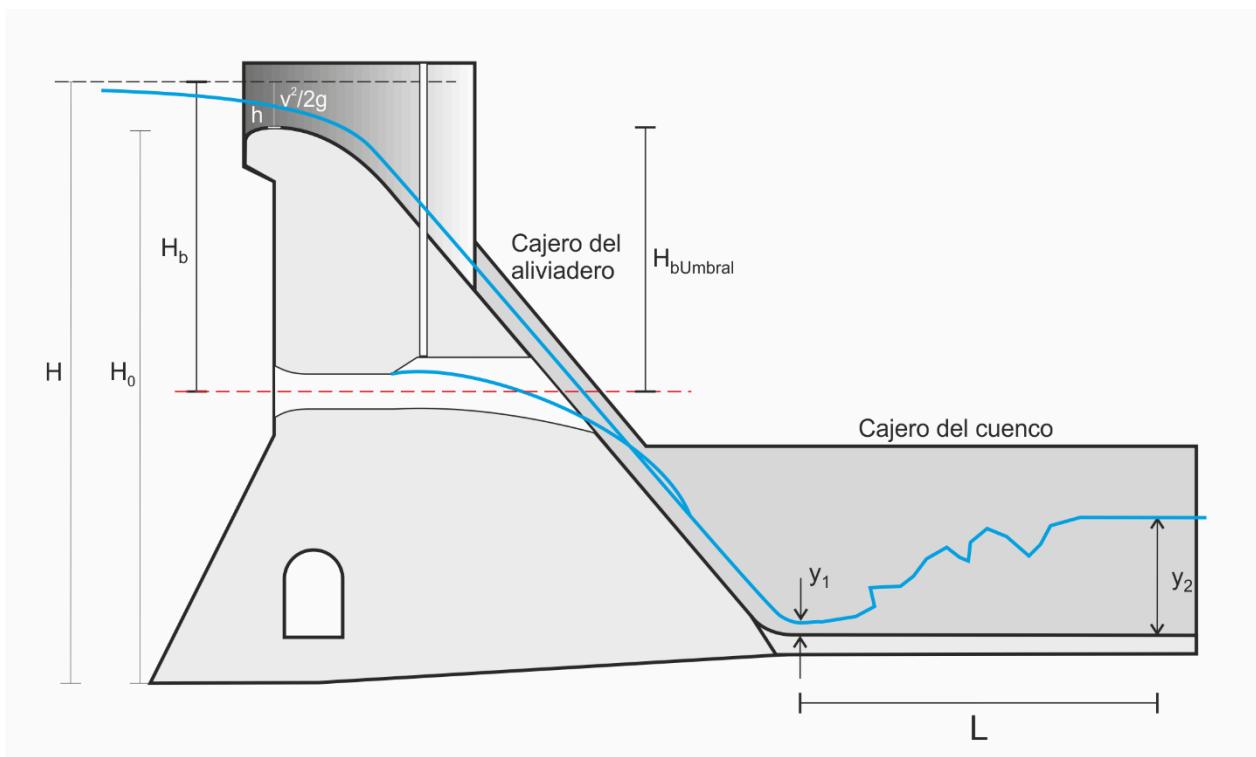


Figura Nº 8 Alivio de avenidas.

En los apartados siguientes se expone el método de cálculo de los caudales disipados por cada uno de los elementos y los resultados obtenidos.

2.2. CÁLCULO DE LOS ALIVIADEROS.

Llamando Q al caudal total a desaguar (valor de $57,4 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente a un periodo de retorno $T=1.000$ años), Q_b al caudal total aliviado por los aliviaderos de medio fondo y Q_a al aliviado por el aliviadero de lámina libre, deberá cumplirse: $Q = Q_b + Q_a$

2.2.1. CAUDAL EN EL ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

Esta todo él acabado en hormigón con terminación de encofrado metálico, por lo que el parámetro n de Manning se toma igual a:

$$n = 0,013 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$$

Tramo en presión.

A la entrada del aliviadero se producen las siguientes pérdidas de carga, definidas por el coeficiente adimensional “ K ”, que multiplica al término $v^2/2g$

K rejillas	0,2350
--------------	--------

K embocadura	0,0500
K conducto	0,0001
K salida	1,0000
Ktotal	1,2851

Cuadro Nº6 Pérdidas de carga

La velocidad se obtiene de la expresión

$$K_{total} \frac{v_b^2}{2g} = H_b$$

Vemos pues que el caudal evacuado será una función exclusiva del valor H_b , que puede ponerse como:

$$H_b = H_{bUmbral} + h + \frac{v^2}{2g}$$

Expresión en la que el primer sumando, del segundo término, es constante, pero no así los otros dos. Ambos dependen del calado en coronación del aliviadero h , por lo que hay que proceder por aproximaciones sucesivas.

v_b	11,986 m/s
Q_b	26,849 m ³ /s
Q_{Resto}	30,551 m ³ /s

Cuadro Nº7 Resultados aliviadero de medio fondo

Q_{Resto} es el caudal que debe ser descargado a través del aliviadero de superficie.

Canal de descarga en lámina libre.

A la salida del conducto en presión el agua en el canal sale con un calado $y_{Canal} = b$ y una velocidad $v_{Canal} = v_b$, lo que proporciona como número de Froude del movimiento:

$$F_{Canal} = \frac{v_{Canal}}{\sqrt{gy_{Canal}}} = 5,358$$

Que nos indica que el agua es conducida en régimen rápido.

Aireación.

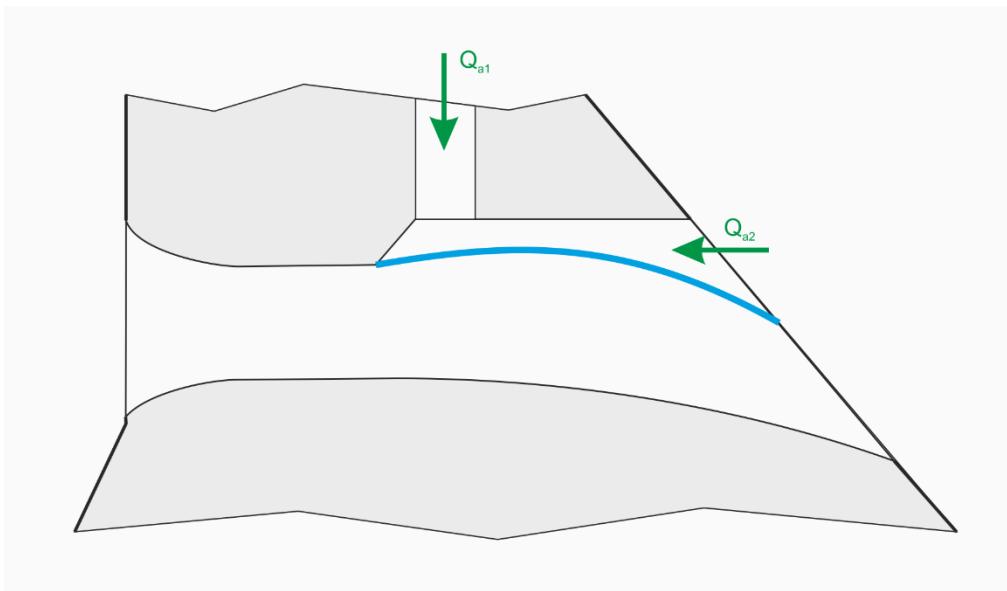


Figura Nº 9 Aireación del canal de descarga del aliviadero de medio fondo.

Para garantizar que el régimen libre se produzca se realizan tres acciones:

- Se eleva la bóveda del canal 70 cm
- Se curva la solera en una curva, con tangente inicialmente horizontal, que se sitúa por encima de la trayectoria que tomaría la línea de corriente más baja a su salida del tramo en presión:

$$\begin{aligned} \bullet \quad x &= v_b t \\ \bullet \quad y &= -\frac{1}{2} g t^2 \end{aligned}$$

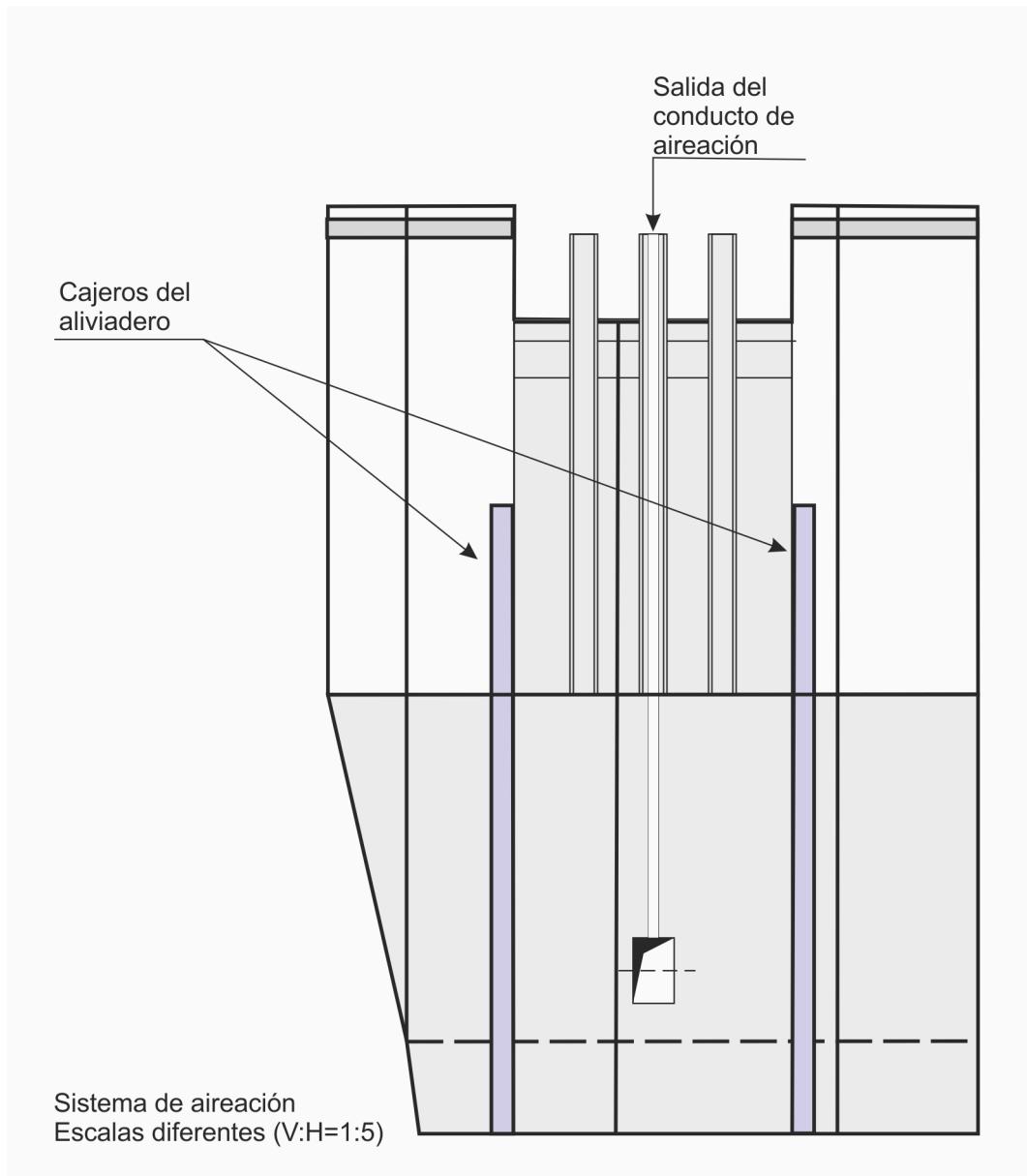
- Lo que se logra multiplicando las ordenadas por un coeficiente $\lambda \leq 1$, hemos tomado $\lambda = 0,75$, resultando así como ecuación de la solera la ya vista:
- $y = -A x^2 = -0,0266 x^2$
- Se dispone un sistema de aireación que aporte el aire necesario para el mantenimiento de la lámina libre sin petardeos ni cavitaciones. Aunque el aire que entra en el canal proviene de dos orígenes, de aguas abajo Q_{A1} y del sistema de aireación Q_{A2} , se hará el cálculo de la sección necesaria sin contar con la primera de las aportaciones.

- Emplearemos la fórmula de Sharma (1976) que relaciona el caudal de aire necesario con el caudal de agua y con el número de Fraude, mediante la relación:

$$○ \quad Q_{A2} = 0,09 F_{Canal} Q_b = 12,946 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Obligando a que la velocidad del aire sea menor de 30m/s, el caudal anterior necesita una sección de $0,432 \text{ m}^2$ en el conducto de aireación, que resolvemos mediante un tubo de hormigón de 0,75m de diámetro interior ($0,442 \text{ m}^2$ de sección).

- Este conducto se sube verticalmente hasta alcanzar su salida encima en la cara superior de la pila intermedia del aliviadero. En la salida el conducto se protege con una rejilla de alambre tipo tela de gallinero.



Funcionamiento hidráulico del canal de descarga.

Para analizar el comportamiento de la lámina de agua en esta zona se ha utilizado el programa HEC-RAS, del Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU. Los valores de calados proporcionados por el programa han sido posteriormente corregidos para tener en cuenta el factor de coseno, ya que hay zonas en las que la pendiente del canal supera el 10%.

Los valores obtenidos se muestran en el cuadro y gráfico adjuntos:

x	Y Solera	Yagua HEC-RAS	Yagua Corregido	Y crítica	Y Energía	v	F
0.000	0.000	0.427	0.427	0.626	1.106	3.650	1.784
0.500	-0.006	0.420	0.421	0.619	1.099	3.649	1.783
1.000	-0.026	0.400	0.401	0.600	1.082	3.655	1.787
1.500	-0.058	0.365	0.366	0.568	1.056	3.679	1.805
2.000	-0.102	0.317	0.319	0.523	1.017	3.701	1.820
2.500	-0.160	0.254	0.257	0.466	0.970	3.739	1.849
3.000	-0.230	0.177	0.182	0.396	0.912	3.786	1.883
3.500	-0.314	0.087	0.093	0.312	0.844	3.839	1.922
4.000	-0.410	-0.017	-0.009	0.216	0.762	3.889	1.961
4.500	-0.519	-0.134	-0.124	0.107	0.674	3.956	2.011
5.000	-0.640	-0.265	-0.253	-0.014	0.571	4.020	2.063
5.753	-0.847	-0.486	-0.470	-0.222	0.401	4.134	2.150

Cuadro N°7 Canal de descarga

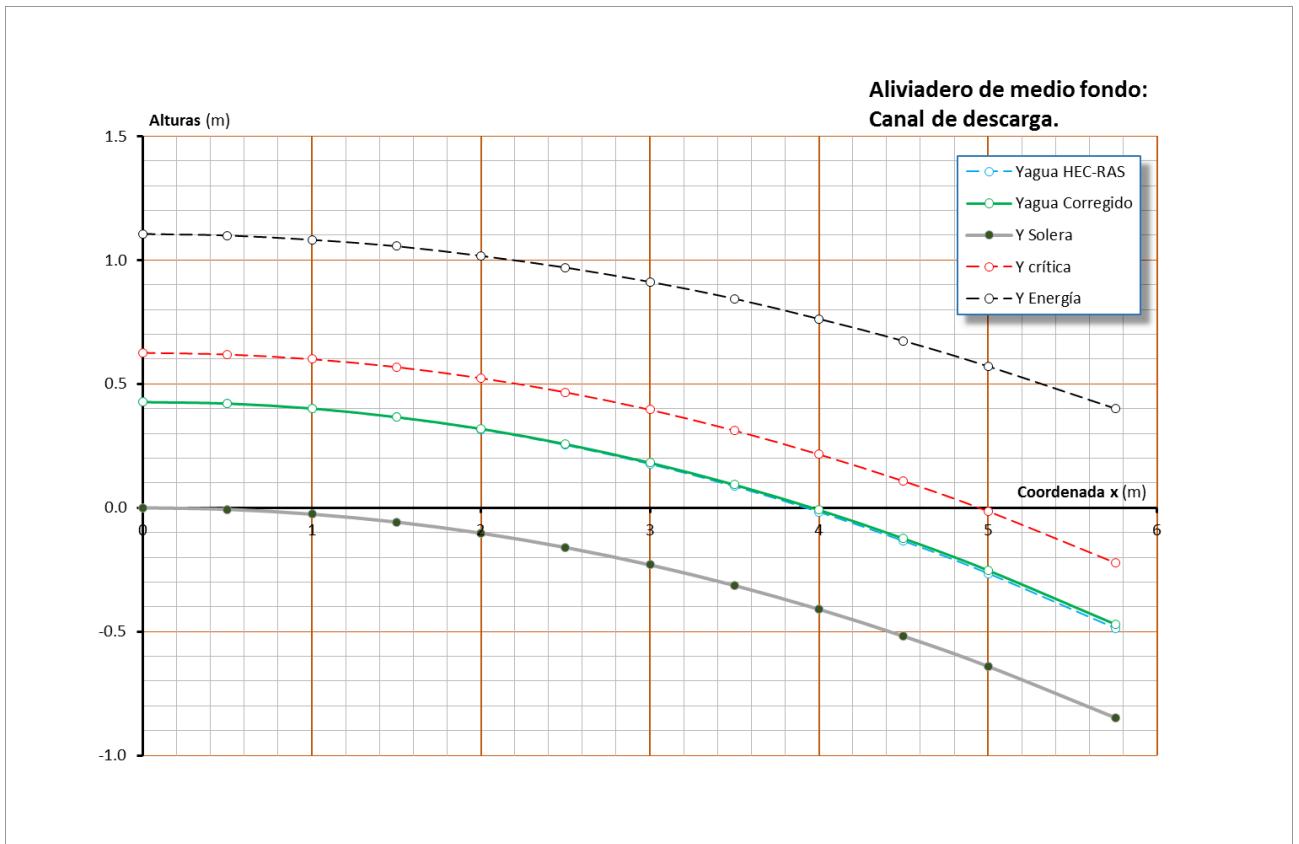


Figura N° 11 Canal de descarga.

2.2.2. CAUDAL EN EL ALIVIADERO DE LABIO FIJO.

El caudal desaguado por un aliviadero de longitud de labio L y espesor de lámina vertiente h , viene dado por la ecuación:

$$Q_a = K L h^{3/2}$$

Siendo K un parámetro que depende del cociente

$$\vartheta = H_0 / (h + \frac{v^2}{2g})$$

Pudiendo admitir el valor $K=2,145 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$, obtenido del *Bureau of Reclamation* de los EE.UU.

L es la longitud neta del aliviadero, que se relaciona con la longitud libre L_b mediante la expresión:

$$L = L_b - (N_{pilas} K_p + 2 \times K_a) h$$

- K_p coeficiente de influencia de las pilas que vale 0,01 para pilas redondeadas.
- K_a coeficiente de influencia de los cajeros que vale 0,1 para cajeros redondeados.

De nuevo el caudal aliviado es función de h , que a su vez es función de dicho caudal.

2.2.3. PROCEDIMIENTO.

A partir de las ecuaciones que definen Q_a y Q_b se procede por tanteos hasta lograr que sea:

$$Q = Q_b + Q_a$$

Para un valor de h .

2.2.4. RESULTADOS OBTENIDOS.

Se resumen en el cuadro adjunto:

h	0,815	m/s
v	2,672	m/s
$v^2/2g$	0,364	m
		m.s.n.m
Cota de presión	1209,529	.
Q_b	26,849	m^3/s
Q_a	30,551	m^3/s
Q_{Total}	57,400	m^3/s

Cuadro N° 8 Resultados obtenidos para el caudal aliviado.

2.3. PERFIL BRADLEY.

Se ha dispuesto un perfil Bradley, definido por la ecuación en ejes propios:

$$\frac{y}{\delta} = \frac{1}{2} \left[\frac{x}{\delta} \right]^{1,85}$$

Siendo $\delta = 0,888 h$, h espesor de la lámina vertiente (0,817 m).

Rematado en la zona de aguas arriba por un cuarto de elipse de semiejes a y b :

a	0,204	m
b	0,091	m

Cuadro N° 9 Definición de la elipse de aguas arriba.

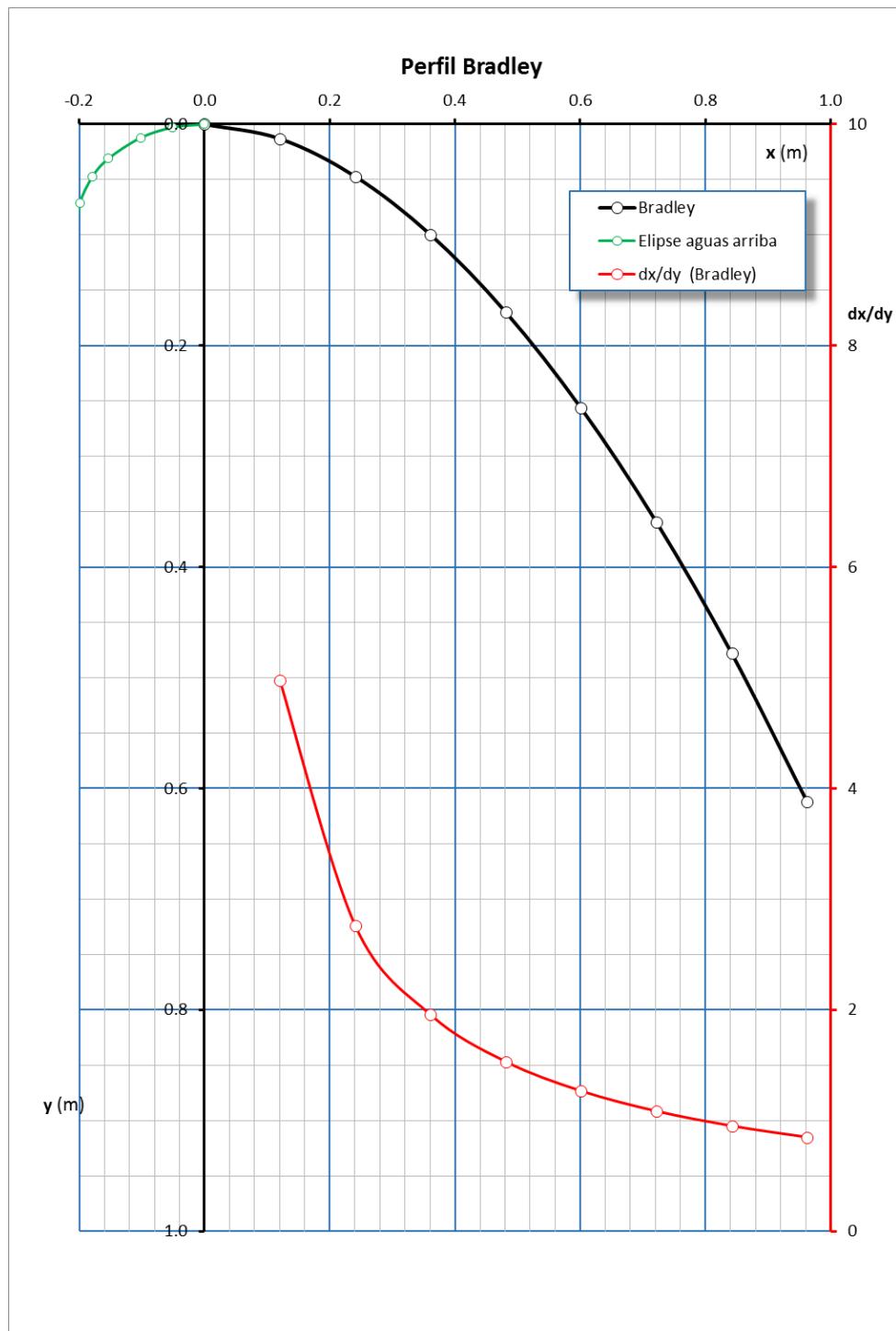


Figura Nº 12 Perfil Bradley.

2.4. CUENCO AMORTIGUADOR.

La restitución de las aguas a la quebrada se realiza a través de un cuenco amortiguador, que recoge los caudales descargados por todos los aliviaderos.

El primer dato necesario para dimensionar el cuenco es el calado al comienzo del mismo y_1 , que se obtiene a partir de la expresión:

$$H = y_1 + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 y_1^2} \Leftrightarrow y_1 = H - \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 y_1^2} \text{ o } y_1 = H - F(y_1)$$

En donde

- q es el caudal unitario (Q/L)
- φ es el coeficiente de Coriolis, que tomamos como 1,00
- ϕ vale (Novak y Čábelka, 1981). $\phi = 1 - 0,0155 \frac{L}{H}$

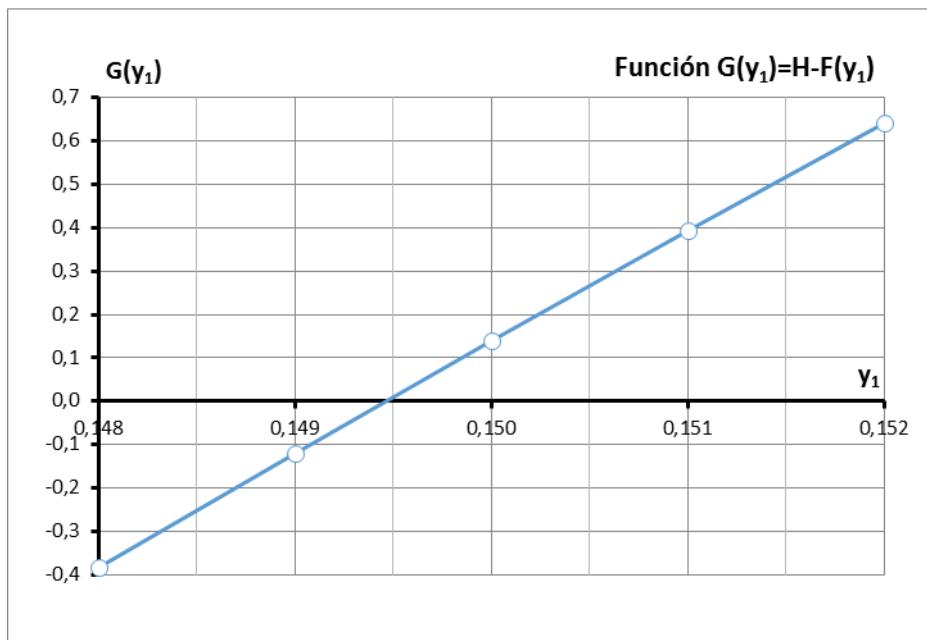


Figura N° 13 Variación del calado.

Resolviendo iterativamente la ecuación, que se ha representado en el gráfico anterior, resulta

y_1	0,150	m
v_1	19,007	m/s
F_1	15,616	

Cuadro N° 10 Situación antes del resalto

Siendo v_1 la velocidad a la entrada al cuenco, y F_1 el número de Froude del movimiento en la entrada al cuenco. El valor alto obtenido para el número de Froude permite clasificar como “fuerte” el resalto que se producirá en el cuenco.

Al tratarse de un canal de sección rectangular podemos obtener el calado conjugado, una vez que se haya producido un resalto y el régimen haya pasado de rápido a lento, mediante la expresión:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8 \frac{v^2}{gy_1^3}} \right]$$

Obteniendo los siguientes valores después del resalto:

y_2	3,260	m
v_2	0,888	m/s
F_2	0,156	

Cuadro Nº 11 Situación después del resalto

La longitud L del resalto debe obtenerse mediante tablas experimentales que relacionan el número de Froude a la entrada del cuenco, con el cociente L/y_2 , resultando:

$$K = 5,5 \quad L = 17,930 \text{ m}$$

Si se disponen medios de disipación de energía puede reducirse la longitud anterior. En este caso, con un número de Froude $F_1=15,616$ podemos utilizar un cuenco tipo II de los tipificados por el *Bureau of Reclamation*, obteniendo:

$$K = 4,3 \quad L = 14,019 \text{ m}$$

Los parámetros de espesores y resguardo que aparecen en la figura toman los valores:

e_L	0,750	m
e_c	0,500	m
h_R	0,840	m
e_{Cai}	0,500	m
h_{Caj}	1,300	M

Cuadro Nº 9 Espesores y resguardo

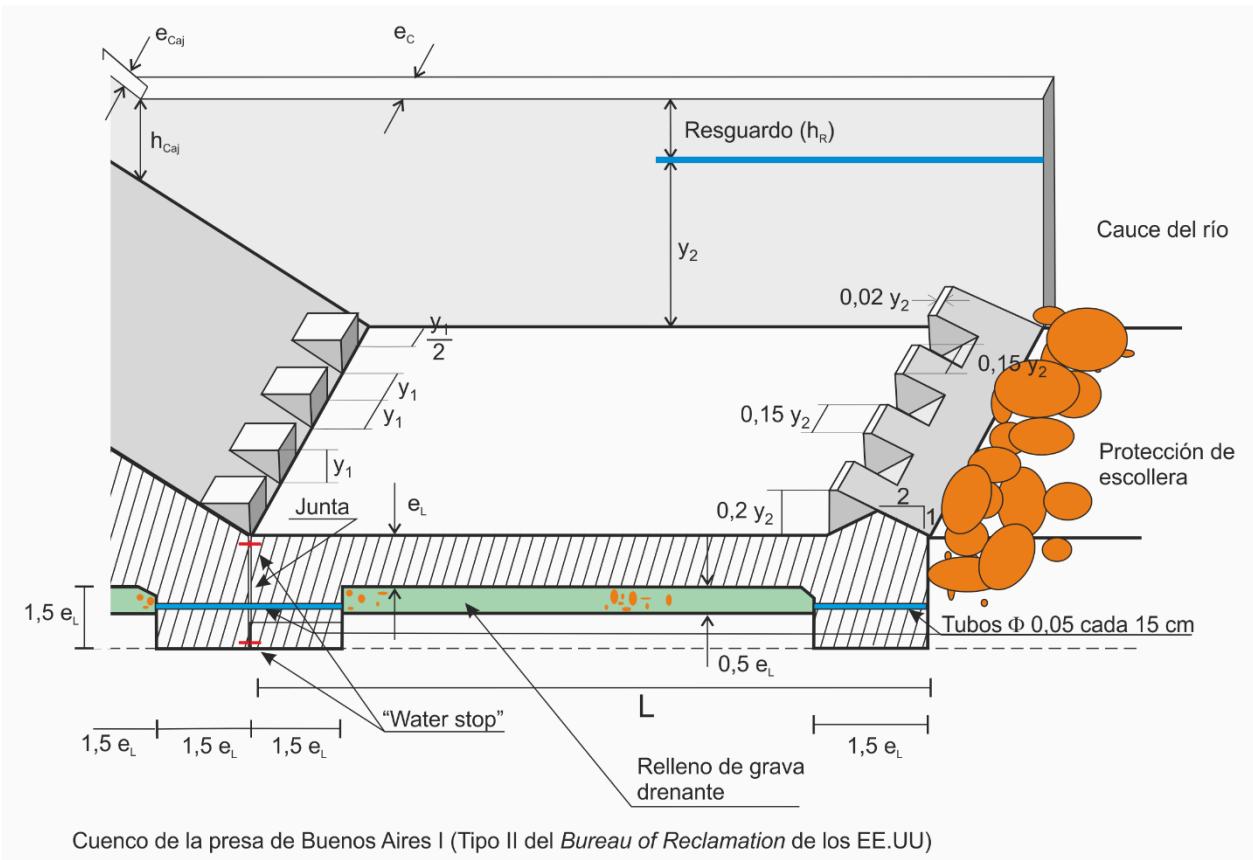


Figura Nº 14 Características del cuenco.

2.5. DESAGÜES DE AGOTAMIENTO DEL EMBALSE.

2.5.1. INTRODUCCIÓN.

La presa de San Andrés Puzolano 1 es lo que se conoce dentro del “argot presístico” como una presa o embalse agujero, es decir un dispositivo cuya misión es dejar pasar el agua cuando llegue una avenida realizando una labor de laminación de la misma que ayude a evitar pérdidas personales y económicas aguas debajo de su emplazamiento. En consecuencia se ha diseñado un dique con dos desagües, uno de superficie y otro de medio fondo que permitan la evacuación de la avenida de los mil años, que corresponde a un caudal de $57,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

El desagüe de medio fondo tiene su umbral por encima del quiebro del paramento de aguas arriba y esto se ha hecho así por dos motivos:

- **Hidráulico:** garantizar que siempre estará disponible y libre de aterramientos o materiales depositados en el fondo del embalse. Condición indispensable para su buen funcionamiento.
- **Estabilidad:** quitar la menor cantidad posible de material estabilizante (peso) de la estructura.

Sin embargo, esta disposición tiene como contrapartida que el embalse tiene una cota de volumen muerto importante, ya que, de no contar con otros medios, el embalse no podría vaciarse por debajo de la cota 1199,000 m.s.n.m.

Para evitar esta situación se han diseñado dos conductos de 0,700 m de diámetro interior y 0,01 m de espesor, que están dotados de someras estructuras a modo de reja de protección, formadas con redondos $\phi 32$.

Los desagües tienen una pendiente del uno por mil ($1^{\circ}/_{\text{oo}}$) hacia aguas abajo, para permitir su funcionamiento en lámina libre. Una vez alcanzado el paramento de aguas abajo los tubos giran 90° para realizar el vertido en el cuenco amortiguador.

Estos desagües no se computan a efectos de la laminación de la avenida de los 1000 años para tener prevista la posibilidad de que estuvieran obstruidos.

2.5.2. DESCRIPCIÓN.

Las figuras adjuntas dimensionan los desagües de fondo y los elementos auxiliares de éstos:

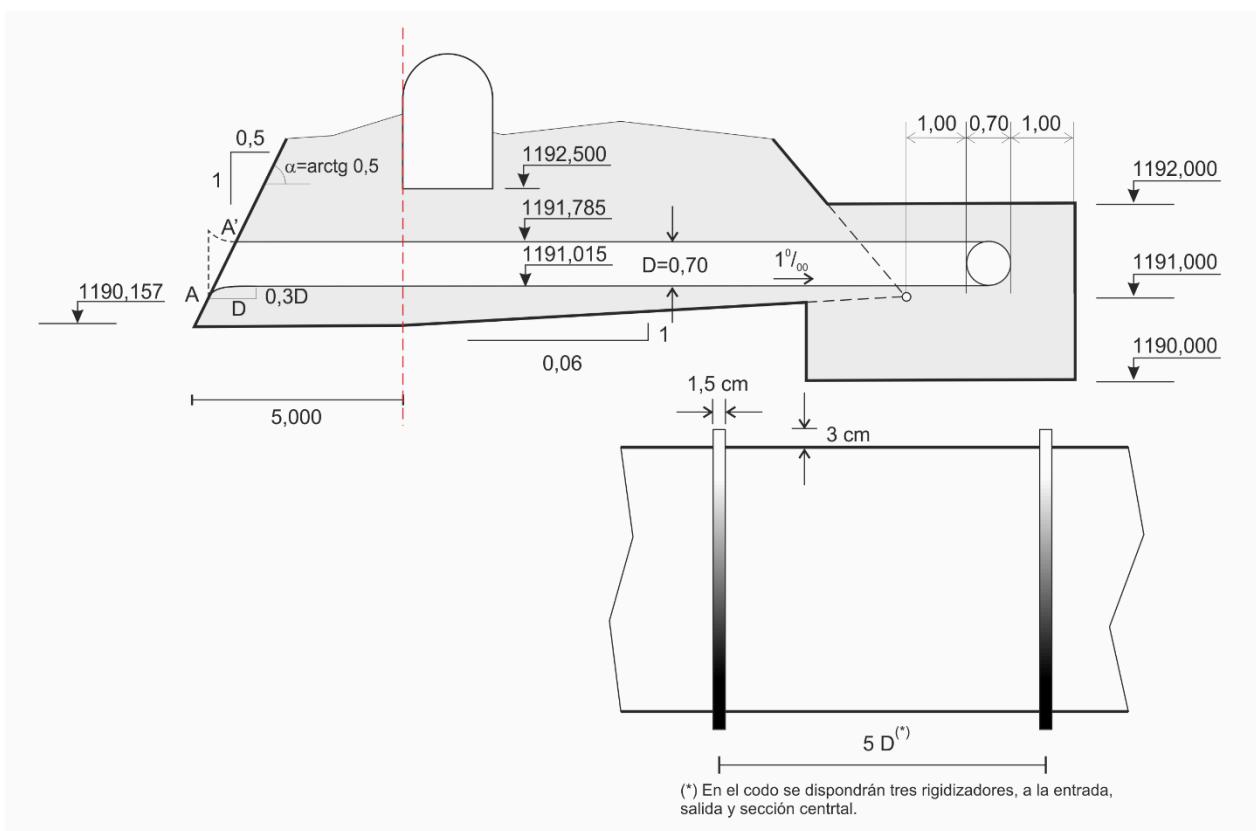


Figura N° 15 Desagües de fondo: Sección vertical y tubería.

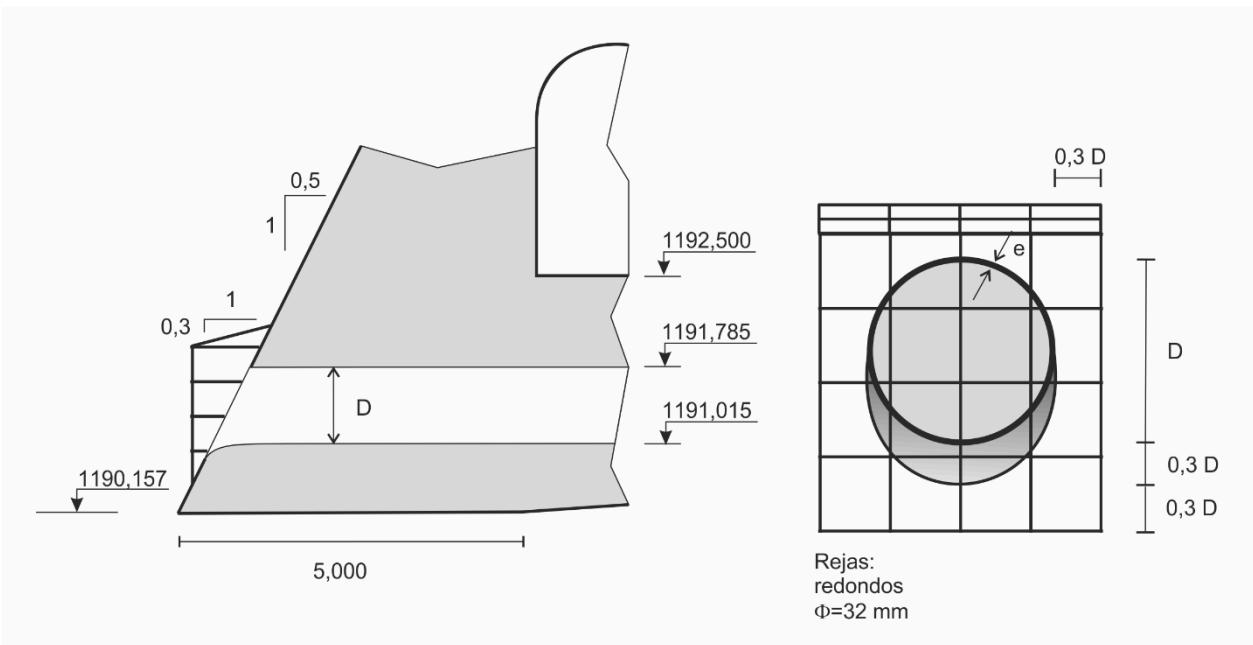


Figura Nº 16 Desagües de fondo: Detalle de la reja de protección.

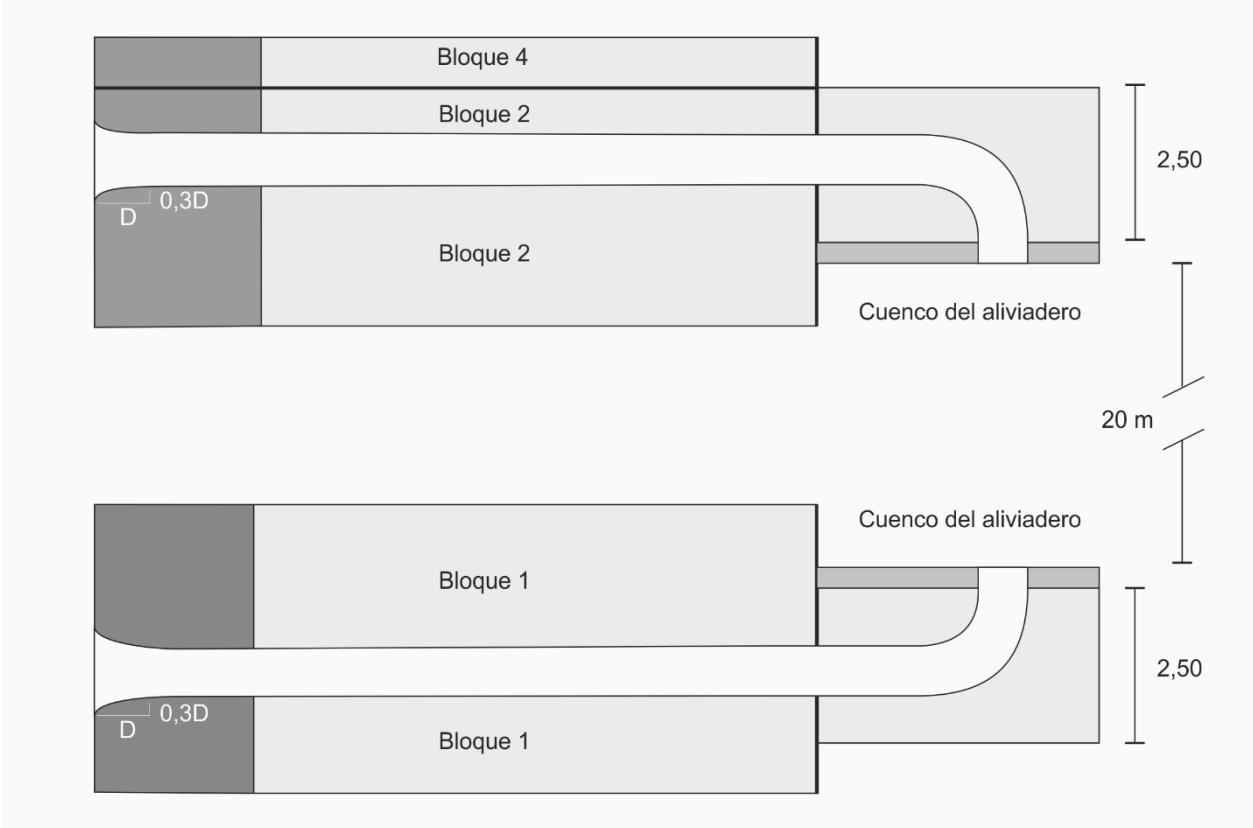


Figura Nº 17 Desagües de fondo: Sección horizontal.

2.5.3. CÁLCULO.

Para calcular el caudal evacuado por estos elementos en función de la cota utilizamos la ecuación de Bernoulli, teniendo en cuenta que el funcionamiento es en lámina libre hasta que el agua alcanza la cota superior y en presión a partir de ese momento:

Funcionamiento en lámina libre:

Se produce entre las cotas 1191,650 y 1192,350 m.s.n.m. el cálculo de los caudales vertidos se realiza aplicando la fórmula de Manning:

$$i = \frac{n^2 v^2}{R_H^{4/3}}$$

Tomando para la pendiente el valor $i=0,001$ y para el número de Manning $n=0,011$ se obtienen las velocidades y caudales de la tabla adjunta:

Cota agua	v (m/s)	Q(m ³ /s)	Q _{Total} (m ³ /s)	F
1191,150	0,000	0,000	0,000	0,000
1191,185	0,766	0,011	0,022	1,308
1191,220	1,197	0,048	0,096	1,444
1191,255	1,542	0,112	0,223	1,519
1191,290	1,835	0,201	0,402	1,566
1191,325	2,090	0,315	0,629	1,595
1191,360	2,315	0,450	0,899	1,613
1191,395	2,515	0,604	1,207	1,622
1191,430	2,691	0,774	1,547	1,624
1191,465	2,847	0,956	1,913	1,620
1191,500	2,983	1,148	2,296	1,610
1191,535	3,100	1,345	2,690	1,595
1191,570	3,199	1,543	3,085	1,576
1191,605	3,279	1,737	3,473	1,552
1191,640	3,340	1,922	3,845	1,524
1191,675	3,381	2,094	4,187	1,490
1191,710	3,400	2,244	4,489	1,451
1191,745	3,393	2,366	4,732	1,404
1191,780	3,354	2,447	4,894	1,349
1191,815	3,266	2,467	4,934	1,279
1191,833	3,188	2,438	4,876	1,232
1191,850	2,983	2,296	4,592	1,138

Cuadro N° 10 Funcionamiento en lámina libre

Se observa que en lámina libre el caudal máximo alcanzable entre los dos conductos es 4,934 m³/s, a la cota 1192,315 m.s.n.m., y que, en todos los casos, la conducción se realiza en régimen rápido.

Funcionamiento en presión:

Una vez alcanzada la cota 1192,350 m.s.n.m. los desagües entran en presión, con las siguientes pérdidas de carga, definidas por el coeficiente K, que afecta al término $v^2/2g$:

K rejillas	0,0244
K embocadura	0,0500
K conducto	0,0003
K salida	1,0000
K codo 90°	0,5000
Ktotal	<hr/> 1,5747

Cuadro Nº 11 Pérdidas de carga en presión

Obteniéndose los siguientes valores en función de la cota de agua:

Cota agua (m.s.n.m.)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	Q _{Total} (m ³ /s)
1191.850	2.088	0.804	1.607
1192.046	2.609	1.004	2.008
1192.243	3.042	1.171	2.341
1192.635	3.761	1.447	2.895
1193.028	4.363	1.679	3.358
1193.420	4.891	1.882	3.765
1193.813	5.368	2.066	4.132
1194.205	5.806	2.234	4.469
1194.598	6.213	2.391	4.782
1194.990	6.595	2.538	5.076
1195.383	6.956	2.677	5.354
1195.775	7.299	2.809	5.618
1196.168	7.627	2.935	5.870
1196.560	7.941	3.056	6.112
1196.953	8.243	3.172	6.344
1197.345	8.534	3.284	6.569
1197.738	8.816	3.393	6.786
1198.130	9.090	3.498	6.996
1198.523	9.355	3.600	7.200
1198.915	9.613	3.699	7.399
1199.308	9.864	3.796	7.592
1199.000	9.667	3.720	7.441
1209.529	14.989	5.768	11.537

Cuadro Nº 12 Funcionamiento en presión

A la cota 1199,000 marcada en rojo en la tabla, entre los dos desagües serían capaces de evacuar 7,441 m³/s, a una velocidad importante de 9,667 m/s. A la cota 1209,529 la velocidad sería del orden de los 15 m/s, motivo por el que estos elementos se proyectan en acero con anillos de arriostramiento.

El gráfico adjunto representa los caudales evacuados por uno de estos desagües en función de la cota:

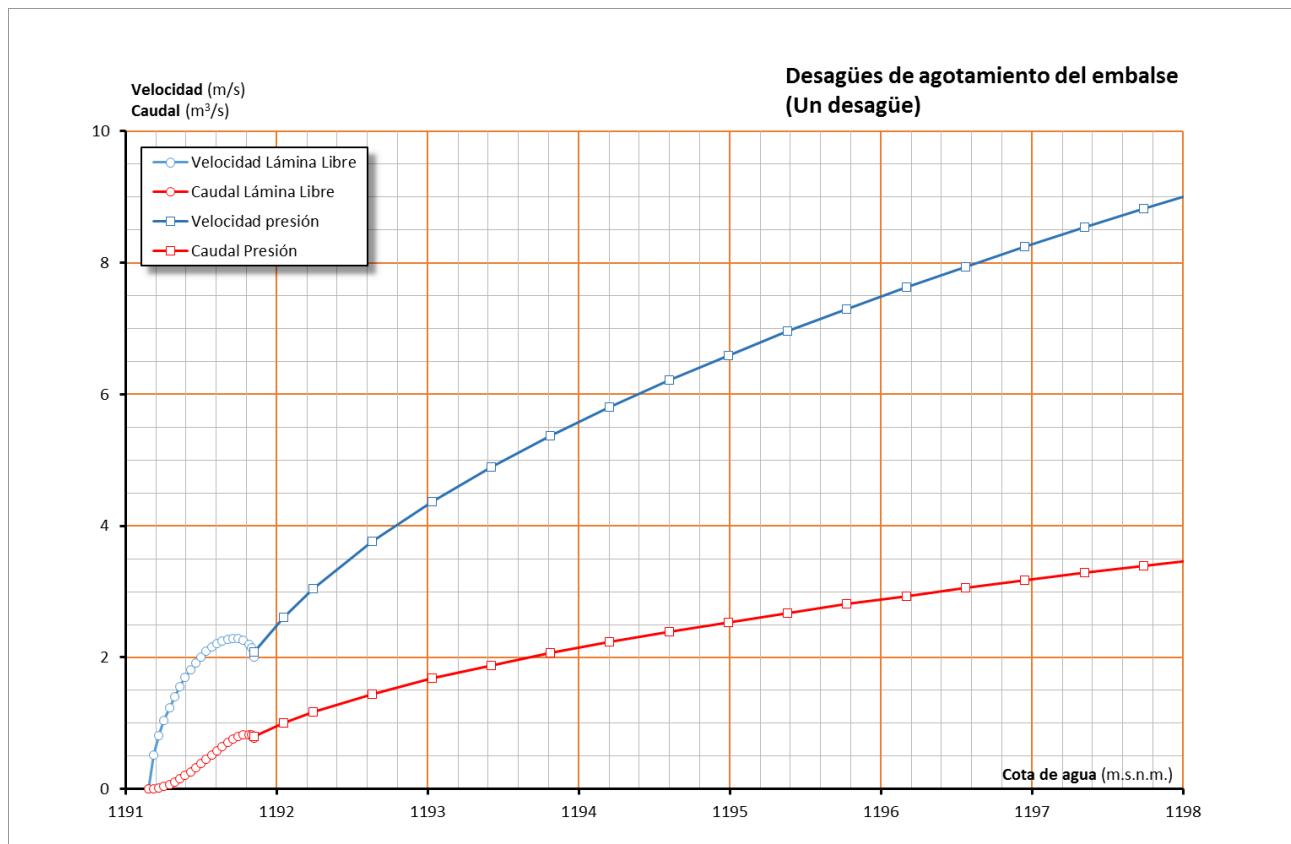


Figura N° 18 Curva de capacidad de un desague de fondo.

3. CAVITACIÓN.

3.1. INTRODUCCIÓN.

Es bien sabido que la cavitación comienza cuando la presión en el agua cae a valores inferiores a la presión del vapor de agua p_v correspondiente a la temperatura existente en el líquido. En esta situación se forman burbujas en el seno del líquido que transportan tanto vapor de agua como otros gases contenidos en el agua y liberados causa de la baja presión.

Cuando estas burbujas llegan a zonas con mayor presión se produce una implosión de las mismas liberándose energía tanto en forma de sonido (ruido importante) como en altas presiones, que pueden llegar a las mil atmósferas y que golpean al hormigón en forma de una sucesión rápida de impactos violentos. Este golpeteo puede causar graves daños, como puede verse en la figura adjunta correspondiente a la presa de Salto Grande sobre el río Uruguay (propiedad conjunta de Argentina y Uruguay).



Foto Nº 5 Daños por cavitación en la presa de Salto Grande.

Es por ello que este fenómeno debe ser previsto y evitado.

3.2. ALIVIADERO DE SUPERFICIE.

En aliviaderos tipo Bradley diseñados para una altura h_0 , la elevación de esta altura hasta un valor $h > h_0$ produce necesariamente una disminución de la presión sobre el hormigón del aliviadero, que llega a originar depresiones para $h > \mu h$ con μ comprendido entre 1,65 y 2,0.

Considerando el primero de estos valores el caudal correspondiente sería:

$$Q = \lambda K L_{neta} h^{3/2}$$

Tomando el coeficiente λ el valor 1,080.

Con $h_0 = 0,817\text{ m}$ resulta $h_{max} = 1,323\text{ m}$ y $Q = 67,638\text{ m}^3/\text{s}$, valor más del doble del caudal de diseño y por ello muy improbable.

3.3. ALIVIADERO DE MEDIO FONDO.

Para este tipo de estructuras se define el índice de cavitación, como el cociente adimensional:

$$\sigma_c = \frac{p - p_v}{\gamma_w v^2/2g}$$

Que, para acabados normales de la superficie del hormigón, no deberá sobrepasar un cierto valor crítico σ_c para el que Falvey (1980, 1990) recomienda un valor mínimo comprendido entre 0,20 y 0,25.

El punto crítico para este aliviadero se produce a la salida de la zona en presión y, para $p_v = -0,240\text{ m}$, se obtienen los siguientes valores en función de la altura del agua en el embalse:

Cota	h	v	$v^2/2g$	c
1209.531	9.411	11.986	7.323	1.318
1208.618	8.498	11.390	6.612	1.321
1207.704	7.584	10.761	5.902	1.326
1206.791	6.671	10.092	5.191	1.331
1205.878	5.758	9.376	4.481	1.339
1204.965	4.845	8.601	3.770	1.349
1204.052	3.932	7.748	3.060	1.364
1203.139	3.019	6.789	2.349	1.387
1202.226	2.106	5.670	1.639	1.432
1201.313	1.193	4.268	0.928	1.544
1200.400	0.280	2.068	0.218	2.387

Cuadro Nº 13 Índice de cavitación en el desagüe de medio fondo

Todos ellos muy superiores al valor crítico.

4. VACIADO DEL EMBALSE.

Para calcular el tiempo que tardaría en vaciarse el embalse se parte de su curva característica (Cota-Volumen)

$$V = V(z)$$

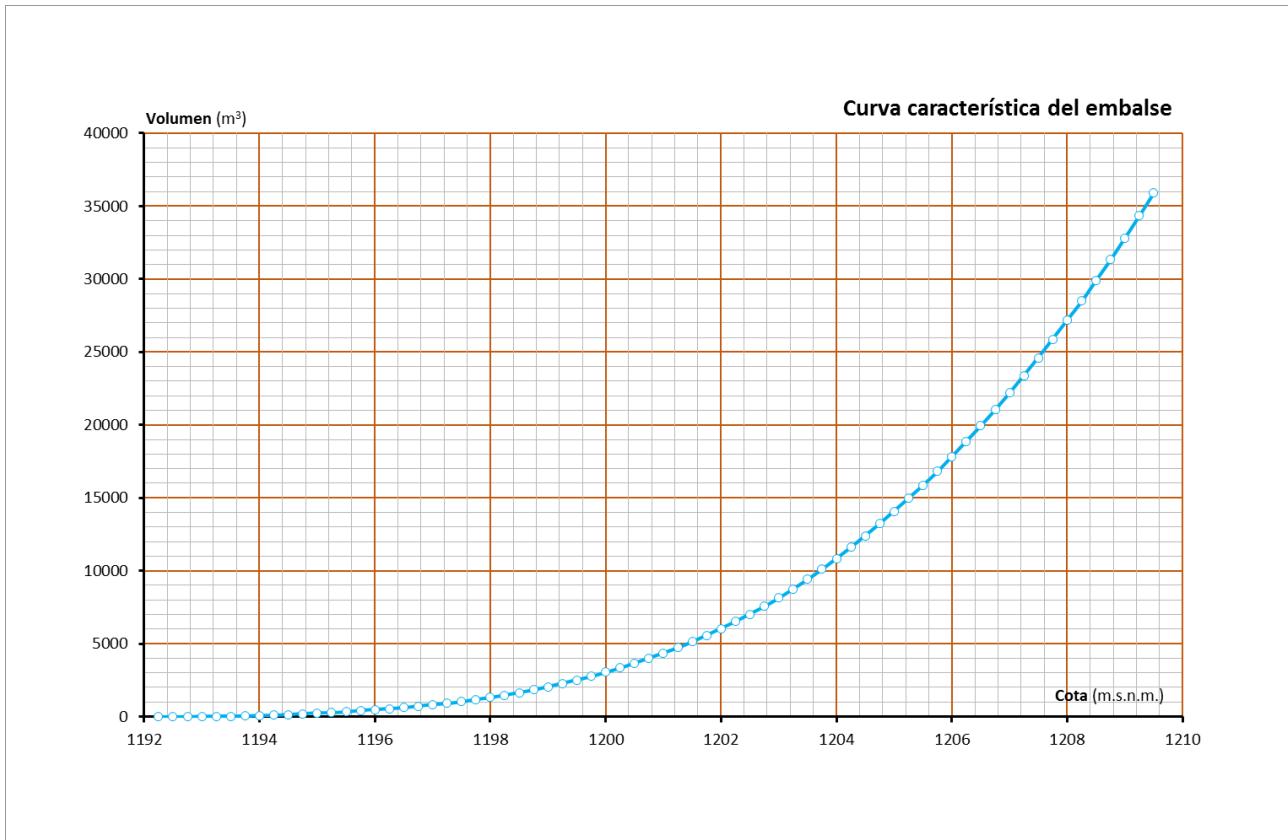


Figura Nº 19 Curva característica

Y hay que resolver la ecuación diferencial:

$$\frac{dV(z)}{dt} = Q(z)$$

Lo que hacemos por incrementos finitos, según el método de Euler:

$$\Delta V(z) = Q(z) \times \Delta t$$

Comenzando, para $t=0$, con el embalse a la cota máxima $z=1209,531$ m.s.n.m.

En esta ecuación $Q(z)$ representa el caudal evacuado por cada uno de los órganos de desagües:

- Aliviadero de superficie,
- Aliviadero de medio fondo y
- Desagües de fondo.

En las gráficas siguientes se representa respectivamente el proceso de vaciado (cota y volumen de embalse en función del tiempo) y el caudal total vertido, que se descompone en los caudales vertidos pro cada uno de los órganos de desagüe.

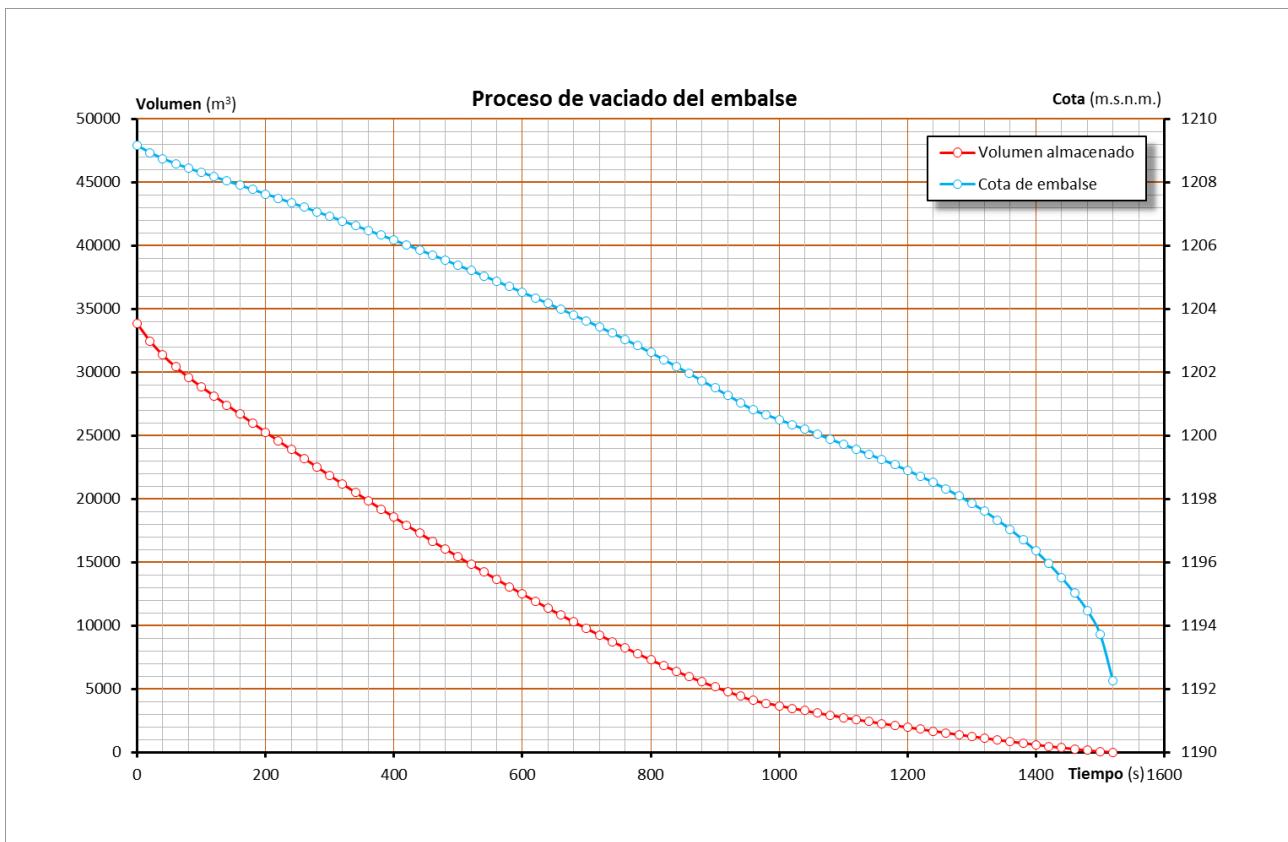


Figura Nº 20 Evolución de la cota de embalse y del volumen almacenado durante el vaciado

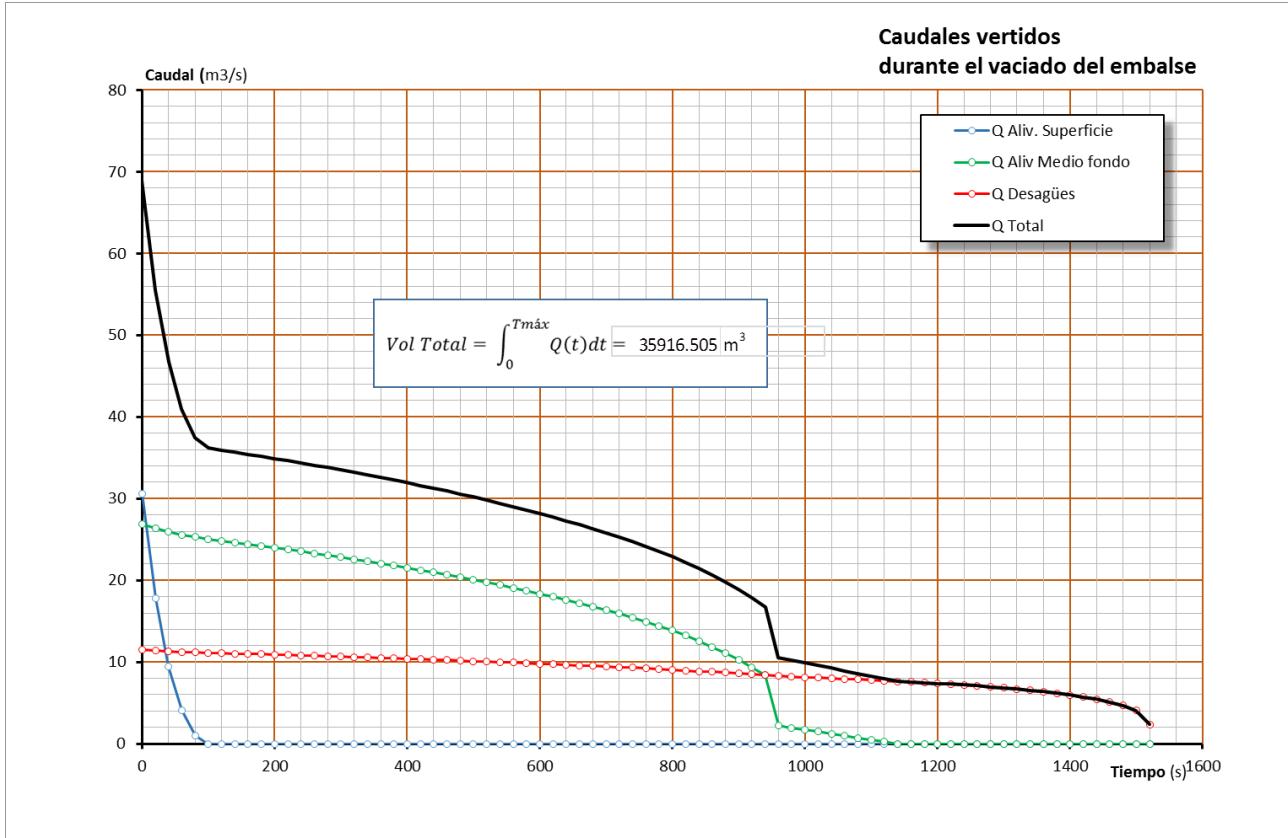


Figura Nº 21 Caudales vertidos durante el vaciado del embalse.

El tiempo total necesario para vaciar el embalse hasta la cota 1192,25 es de 1520 s, es decir algo más de 25 minutos.