

**ANEJO Nº 9. Balsa de Mostrakas.
APÉNDICE 9.4. Cálculos hidráulicos,
mecánicos y diseños de los órganos de
desagüe y conducción de llenado-vaciado.**

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETO.....	1
2.	DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS HIDRÁULICOS DE LA Balsa.....	1
2.1.	CONDUCCIÓN DE LLENADO-VACIADO	2
2.2.	DESAGÜE DE FONDO	3
2.3.	ALIVIADERO	3
3.	NORMATIVA ACTUAL Y FUTURA.....	4
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	4
3.2.	NORMA DE GRANDES BALSAS.....	5
3.3.	NORMATIVA A APLICAR.....	7
4.	CONDUCCIÓN DE LLENADO VACIADO	8
4.1.	CIRCUITO HIDRÁULICO	8
4.1.1.	Formulación de pérdidas de carga.....	9
4.1.2.	Obtención de pérdidas de carga en el circuito	14
4.1.3.	Pérdida de carga en los filtros.....	18
4.1.4.	Pérdidas en el circuito para el caudal máximo.....	19
4.2.	CÁLCULOS MECÁNICOS.....	20
5.	DESAGÜE DE FONDO.....	20
5.1.	CONDICIONANTE DEL DESAGÜE DE FONDO	20
5.2.	CIRCUITO HIDRÁULICO	21
5.2.2.	Obtención de pérdidas de carga en el circuito	25
5.2.3.	Curva de gasto.....	28
5.2.4.	Tiempo de vaciado.....	30
5.3.	CUENCO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DEFLECTOR)	31
5.3.1.	Consideraciones teóricas.....	31
5.3.2.	Dimensionamiento del cuenco	34
5.4.	CANAL DE DESCARGA.....	35
6.	ALIVIADERO.....	37
6.1.	RESGUARDOS	38
6.1.1.	Introducción	38
6.1.2.	Sobreelevación sísmica	39
6.1.3.	Asientos anómalos.....	40
6.1.4.	Sobreelevación por deslizamiento de las laderas del embalse.....	41
6.1.5.	Sobreelevación por oleaje.....	41
6.1.6.	Cálculo de resguardos	42
6.2.	ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL ALIVIADERO.....	45
6.2.1.	Diseño del vertido	45
6.2.2.	Niveles característicos de la balsa y resguardos	47

ANEXO 1: CÁLCULOS MECÁNICOS DE LA CONDUCCIÓN DE LLENADO VACIADO

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1. Conducción de llenado-vaciado de la balsa	1
Figura 2. Arqueta de toma en almenara	2
Figura 3. Arqueta en balsa	3
Figura 4. Esquema de ranura de compuerta	13
Figura 5. Esquema de filtros en alzado	18
Figura 6. Diagrama de conducción en desagüe vaciado	19
Figura 7. Sección tipo de la zanja de la conducción de llenado-vaciado.....	20
Figura 8. Codos de gran radio	22
Figura 9. Diagrama de conducción en desagüe de fondo	28
Figura 9. Curva de embalse de la balsa	30
Figura 11. Cuenco amortiguador de impacto.....	32
Figura 11. Gráfico que relaciona el número de Froude con la anchura mínima del cuenco.....	33
Figura 13. Geometría del cuenco amortiguador de impacto.....	34
Figura 14. Sección de un canal trapecial.....	36
Figura 15. Mapa sísmico	40
Figura 16. Coeficiente de vertido en función del calado en la zona de aproximación	46

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de pérdidas en un estrechamiento brusco	11
Tabla 2. Coeficiente de pérdidas de carga en válvulas de compuerta	24
Tabla 3. Coeficiente de pérdidas en una Howell-Bunger en función de la apertura	24
Tabla 4. Curva de capacidad desagües de fondo para uno o dos conductos	29
Tabla 5. Tiempo de vaciado total para la balsa	31

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

A lo largo del presente anejo se van a dimensionar justificadamente la conducción de llenado-vaciado de la balsa de Mostrakas desde la almenara de Pikarana y los órganos de desagüe, aliviadero y desagüe de fondo, de la propia Balsa.

El cálculo se dividirá en cuatro partes fundamentales: la conducción de llenado vaciado, el desagüe de fondo, el aliviadero de la balsa y los cálculos mecánicos de la conducción de llenado vaciado.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS HIDRÁULICOS DE LA Balsa

Merece la pena, previamente, describir como es el funcionamiento hidráulico de la almenara de Pikarana y la balsa de Mostrakas.

Este funcionamiento está condicionado por la función de la balsa dentro del sistema fase 2 del canal de Navarra, esta función es un mero almacenamiento adicional para suministrar el servicio en caso de emergencia por corte en el canal, aguas arriba de la almenara de Pikarana.

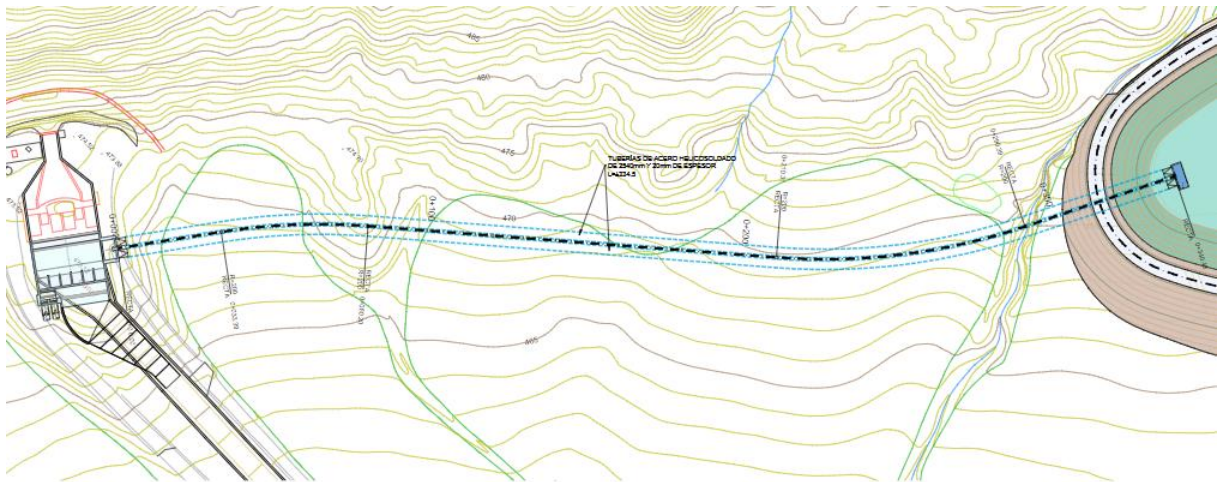


Figura 1. Conducción de llenado-vaciado de la balsa

Salvo en estas situaciones, la lámina de agua en el canal y en la balsa se moverán al unísono con un pequeño desnivel cuando circule el agua en cualquiera de los dos sentidos debido a las pequeñas pérdidas de carga que se producen en el circuito. Esta circulación en condiciones normales tendrá una duración muy breve. Si se supone el canal-balsa en situación estática y se empieza a suministrar a las conducciones aguas abajo, se producirá un pequeño desnivel entre la lámina en el canal y la lámina de la balsa que provocará una circulación de agua de la balsa hacia el canal de muy poco caudal hasta que se equilibran de nuevo las láminas de agua. De la misma forma, si es necesario utilizar el desagüe de fondo de la balsa, estando el canal o no en funcionamiento, el desnivel de agua, ahora a favor del canal, producirá un caudal de entrada a la balsa directamente proporcional a ese desnivel menos las pérdidas de carga del circuito, finalizando por equilibrarse en este caso los caudales de desagüe con el de entrada a la balsa.

Está claro que ambas conducciones funcionan, si no se actúa sobre las compuertas, al unísono: o bien como conducciones de llenado o bien como conducciones de vaciado de la balsa.

2.1. CONDUCCIÓN DE LLENADO-VACIADO

La arqueta de toma de la conducción se sitúa en el cajero izquierdo de la almenara de Pikarana. Tiene una planta rectangular con unas dimensiones interiores 3,40 m x 6,24 m situándose la cota de fondo a 464.50 m, para conseguir una mínima sumergencia de las tuberías en su funcionamiento normal. Se disponen dos compuertas de paramento, una por cada circuito, de 2.750 mm x 3.100 mm, accionadas eléctricamente.

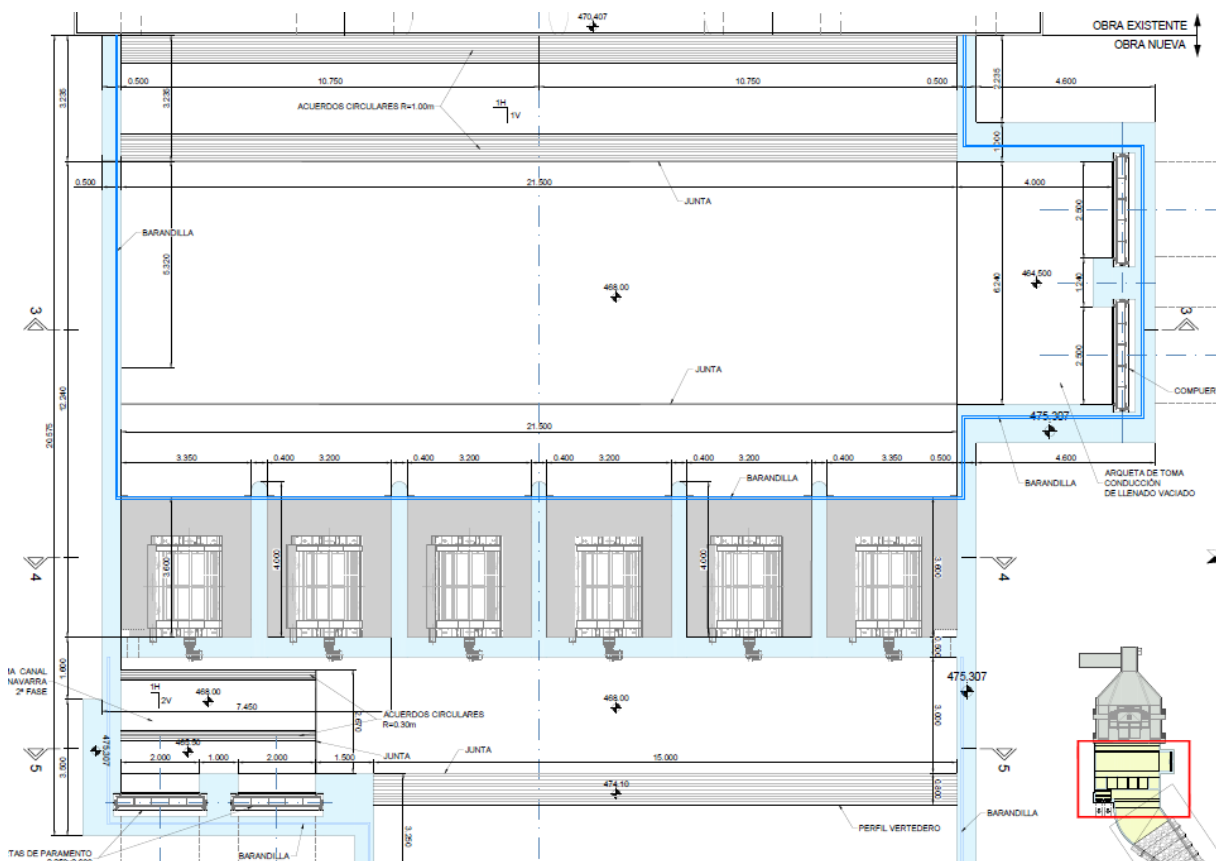


Figura 2. Arqueta de toma en almenara

De la arqueta anterior parten dos tuberías de acero helicosoldado de diámetro 2.540 mm y 20 mm de espesor alojadas en zanja.

La longitud total de la conducción desde la arqueta de entrada hasta la de salida en la balsa es de 340,48 m, incluyendo las transiciones de sección cuadrada de 2,5m x 2,5 m interior a circular de 2,50 m de diámetro interior y viceversa, cada una de las cuales tiene una longitud de 3,0 m. la pendiente longitudinal es ligeramente superior al 4%, con pendiente hacia la balsa.

Las conducciones llegan a una arqueta en balsa a cota 467,5 m. Esta arqueta tiene unas dimensiones interiores en planta de 7,34 m x 3,50 m con una altura de cajeros de 5,55 m.

Para evitar la entrada de gruesos en la conducción, se dispone una estructura de rejillas apoyada en una estructura metálica a base de perfiles laminados. La reja tiene una superficie de 7.340 mm×3.500 mm con una entrada de hombre protegida por una rejilla trámex de paso 30 mm de 1.020mm×1020 mm. Las pletinas que forman la reja son de 100mm×10 mm y la separación entre ellas es de 100 mm.

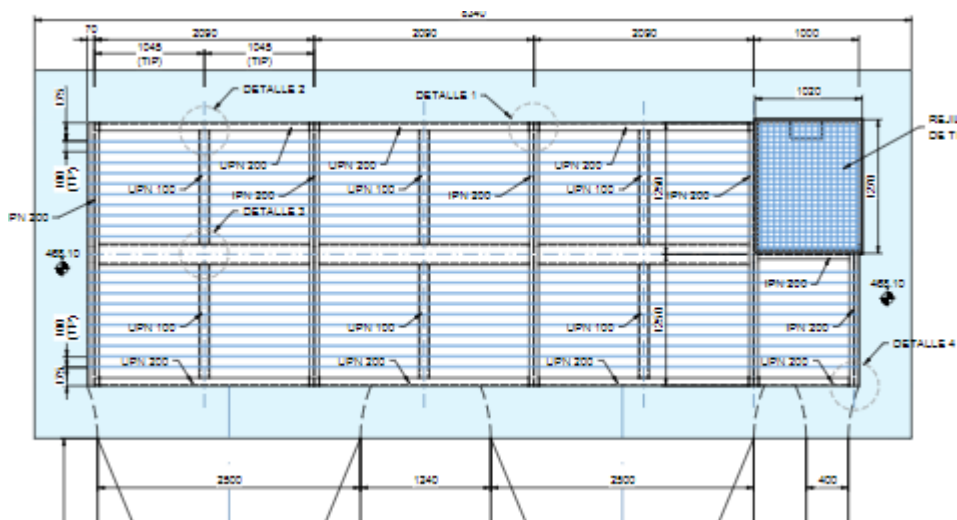


Figura 3. Arqueta en balsa

2.2. DESAGÜE DE FONDO

El desagüe de fondo está constituido por un único tubo de 400 mm de diámetro interior. Su toma se ubica en la arqueta de fondo de balsa a la que llegan las conducciones de llenado-vaciado de la balsa, la cual se ha descrito anteriormente. Se ha proyectado con una tubería de acero helicosoldado de 95,25 m de longitud alojada en zanja. Los primeros 62 m aprovechan la zanja de la conducción de llenado-vaciado, después, con un codo de casi 90° convenientemente anclado, se orienta hacia el sur para finalizar en una arqueta de hormigón de dimensiones interiores 5,00 m×4,00 m.

En esta arqueta se dispone la valvulería de control y de regulación del desagüe. Aguas abajo y ya fuera de la arqueta, se dispone un cuenco deflector de 3,25 m de longitud y 2,50 m de anchura interior con un muro de impacto que se sitúa a 1,25 m del paramento de la arqueta, con un canto de 0,30 m y situado a 0,40 m de la solera.

El desagüe evacua en un canal de descarga de sección trapezoidal de 1 m en la base y 0,85 m de altura de cajero, protegido por un rip-rap de escollera que tiene una longitud total de 217,5 m desaguando en el propio arroyo de Mostrakas.

2.3. ALIVIADERO

El aliviadero de la balsa de Mostrakas se sitúa en la almenara de Pikarana. Ya se ha explicado anteriormente como es conceptualmente el sistema almenara-balsa y, por tanto, es fácilmente entendible que el aliviadero, situándose en la almenara de Pikarana sea absolutamente funcional. Este aliviadero sirve, de la misma forma para el desagüe de las operaciones erróneas en el canal aguas arriba de la almenara.

En el paramento de cierre de la almenara se sitúa el perfil vertedero. Se trata de un vertedero de pared delgada con una longitud de vertido de 15 m y un perfil Creager en el vertido. El espesor del muro donde se apoya el perfil vertedero es de 0,50 m y el perfil tiene una anchura de 0,80 m.

A continuación, se ha diseñado un canal de descarga en hormigón con una planta semicircular de radio interior 15 m. A continuación, se dispone una cuña en forma de triángulo rectángulo de fábrica de hormigón que, con vértice en el punto final del sector circular y cateto menor de 5,344 m y cateto mayor de 14,0 m da paso a una sección escollera con la alineación que tiene el canal de descarga existente.

Esta sección escollera es, también, una sección en U en de ancho variable y en la que los taludes de excavación donde apoya la escollera hormigonada tienen talud 3H:1V mientras que los taludes interiores son verticales. El ancho es variable desde 14,00 m en la sección inicial a 6,150 m en la final.

Longitudinalmente el canal de descarga tiene una serie de saltos con la doble función de amortiguar la energía del agua que vierte y enlazar con la cota de solera del canal existente en la sección final: 462,107. Todos los saltos son de 1,0 m de altura y el primero se produce después de una plataforma a cota 468,00 con una longitud de 3,735 m. El siguiente tiene la misma longitud y el mismo salto y así sucesivamente hasta alcanzar la cota 464,00. El último salto tiene una altura de 1,495 m y su plataforma se extiende durante 3,749 m. Aquí la anchura interior del canal es 6,15 y comienza la transición de longitud 5,0 m para enlazar con el canal existente

3. NORMATIVA ACTUAL Y FUTURA

3.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente no existe una normativa para el diseño de las balsas. Existe un “MANUAL PARA EL DISEÑO, EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO DE BALSAS” publicado por CEDEX y el SPANCOLD. En esta publicación se dan recomendaciones para el buen diseño de estas infraestructuras, pero no tiene cualificación normativa.

A diferencia de las grandes presas que, antes de la recién publicada NORMAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD PARA LAS GRANDES PRESAS Y SUS EMBALSES, tuvieron desde el punto de vista normativo una Instrucción de grandes presas y un Reglamento técnico para seguridad de presas y embalses, no ha habido una norma para las balsas.

Sin embargo, este vacío se piensa rellenar con las NORMAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD PARA LAS GRANDES BALSAS próximas a ser aprobadas y que adaptarán, entre otros, los conceptos de avenidas, niveles característicos y resguardos para este tipo de infraestructuras.

En la actualidad la única indicación al respecto es este sentido se da en el citado manual y en cuanto a avenidas y resguardos, reza como sigue:

El aliviadero de las balsas incluidas en el ámbito de aplicación de este Manual debe ser capaz de evacuar el caudal máximo previsto de entrada en el vaso de la balsa, más el generado por el aguacero más desfavorable cayendo

sobre la superficie de la misma para un período de retorno de 500 años (ver Apartado A3.5) sin que se agote el resguardo (ver Apartado A3.3).

....

Resguardo normal (N_{normal}): Es el relativo al Nivel Máximo Normal (NMN) o máximo nivel que puede alcanzar el agua de la balsa en un régimen normal de explotación. Este resguardo deberá ser igual o superior a la sobreelevación correspondiente al caudal de cálculo del aliviadero (r_1) más la sobreelevación correspondiente al oleaje máximo (r_2).

Resguardo mínimo (M_{mimo}): Es el relativo al Nivel Máximo Extraordinario (NME) o nivel correspondiente al caudal de cálculo del aliviadero. Este resguardo deberá ser igual o superior a la sobreelevación correspondiente al oleaje máximo (r_2).

.....

Sobre los desagües de fondo y el caudal máximo desaguado, no se da ninguna indicación.

3.2. NORMA DE GRANDES BALSAS

Las normas de grandes balsas que se publicará, sin duda, una vez haya finalizado este proyecto, definen según la redacción que tiene en estos momentos, en lo relativo a los órganos de desagüe, las avenidas y los caudales de diseño, lo siguiente:

En cuanto a los niveles:

6. Niveles

En el proyecto se determinarán y justificarán los dos niveles que se definen a continuación:

- a. *Nivel Máximo Normal (NMN): Máximo nivel de retención de agua que se alcanza en el interior de la balsa cuando todos los elementos mecánicos de sus órganos de desagüe se encuentran cerrados.*
- b. *Nivel Máximo de Vertido (NMV): Máximo nivel que alcanza el agua en el interior de la balsa cuando por el aliviadero se vierte el máximo caudal de diseño, que es la suma del de alimentación de la balsa y el de vertido por el aliviadero de una altura equivalente a la precipitación caída sobre la balsa.*

En cuanto a los resguardos, definirá en primer término:

7. Resguardos

7.1.- *El resguardo se define como la diferencia de cotas entre el nivel del agua en la balsa en una situación concreta y la coronación de su dique de cierre, o la de su elemento impermeable. Para la determinación de los resguardos se tendrán en cuenta los asientos del dique de cierre y de su cimentación.*

A los efectos de determinación del resguardo, se entenderá como cota de coronación del dique de cierre la más elevada de la estructura resistente del mismo.

7.2.- Con el nivel de agua situado en el NMN, el resguardo, además de ser suficiente para el desagüe del caudal de diseño definido en el apartado 8.2, deberá ser superior a la máxima sobreelevación de los oleajes que puedan producirse bajo la acción combinada de viento y sismo. El resguardo mínimo en ese caso será de 1,0 m.

7.3.- Con el embalse lleno hasta el NMV, el resguardo será superior a la máxima sobreelevación del oleaje originada por la acción del viento. El resguardo mínimo en ese caso será de 50 cm.

7.4.- Los resguardos mínimos anteriores deben verificarse en todos los puntos del dique de cierre de la balsa.

Con respecto a los órganos de desagüe

4. Órganos de desagüe

A efectos de seguridad, se consideran como órganos de desagüe de una balsa el aliviadero y los desagües de fondo, que serán proyectados con la finalidad de regular el nivel del agua en su interior.

8. Capacidad de los órganos de desagüe

8.1.- Las balsas deberán disponer de aliviaderos capaces de evacuar el caudal de diseño, definido este como el mayor de los caudales determinados en las dos situaciones siguientes:

- ✓ Nivel de agua coincidente con el NMN y entrada del caudal de alimentación de la balsa junto con la presentación de la tormenta de proyecto a la que se refiere el punto siguiente.
- ✓ Nivel de agua en el NMN y presentación de la tormenta extrema a la que se refiere el punto siguiente.

Para determinar los caudales anteriores, no se considerará la salida de caudales de la balsa ni por los desagües de fondo ni por las tomas.

8.2.- Las tormentas de proyecto y extrema a considerar en el estudio anterior corresponderán, en función de la categoría en la que haya sido clasificada la balsa, y una vez evaluada la evolución del riesgo en el tiempo, a los periodos de retorno que se indican en la Tabla I.

Tabla I.- Periodos de retorno a considerar (en años)

CATEGORIA DE LA Balsa	PERIODO DE RETORNO DE LA TORMENTA DE PROYECTO	PERIODO DE RETORNO DE LA TORMENTA EXTREMA
A	1.000	10.000
B	500	5.000
C	100	1.000

8.4.- Los aliviaderos se diseñarán para funcionar en lámina libre y no tendrán ningún elemento de control o cierre.

8.5.- Salvo justificación, los desagües de fondo de las balsas se diseñarán para que éstas puedan vaciarse hasta la mitad de su volumen máximo de almacenamiento en un plazo máximo de 2 días.

9. Control de los órganos de entrada y desagüe

9.1.- Los elementos de control de los órganos de entrada y desagüe deberán estar proyectados de tal forma que su funcionamiento esté asegurado en cualquier situación.

9.2.- Los órganos de entrada y desagüe deberán tener acceso garantizado en cualquier situación y disponer de dispositivos de accionamiento mecánico y manual. En cualquier caso, se deberá asegurar que sus elementos de accionamiento y control presentan una alta fiabilidad.

9.3.- Los desagües de fondo de las balsas clasificadas en las categorías A o B constarán, como mínimo, de dos conductos provistos, cada uno de ellos, de al menos dos elementos de cierre instalados en serie y con la posibilidad de ataguar su extremo de aguas arriba en caso de necesidad. Las grandes balsas de categoría C deberán disponer, al menos, de un conducto de desagüe independiente para su vaciado total.

9.3.- No se permitirá en las balsas de más de 1 Hm³ de volumen el uso de los desagües de fondo como tomas, debiendo en esos casos disponer de conductos independientes.

9.4.- No se permitirán los conductos de entrada o desagüe en presión discurriendo a través de los diques de cierre de materiales sueltos, a menos que dicha conducción se encuentre situada en el interior de otra de diámetro mayor, en el interior de una galería que la aisle de su contacto directo con el material del dique o, si el cimiento lo permite y se justifica adecuadamente, en una zanja excavada bajo el dique de cierre, convenientemente diseñada, excavada y hormigonada posteriormente.

9.5.- Se determinarán los posibles escenarios de averías que pudieran producirse durante la explotación en los órganos de entrada o desagüe, analizando sus consecuencias y adoptando las medidas pertinentes.

3.3. NORMATIVA A APLICAR

Expresamente, el presente Manual dice que será de aplicación a aquellas balsas que cumplan los siguientes requisitos:

- Que el dique de retención tenga una altura inferior a 10 m, o que teniendo una altura de entre 10 y 15 m, tenga una capacidad de almacenamiento inferior a 1 hm³.
- Que la aportación de agua externa esté totalmente controlada y acotada, de modo que no haya entrada directa de agua desde un cauce público.
- Que su rotura o funcionamiento incorrecto pueda producir únicamente daños de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas (Categoría C, de acuerdo con el punto 3.5.1.2 de la Directriz Básica de Protección Civil frente al Riesgo de Inundaciones).

La balsa de Mostrakas cumple con todos estos requisitos, por tanto, entra dentro del ámbito de aplicación del manual.

En cuanto a la futura Norma Técnica para Seguridad de Grandes Balsas, define:

Por sus dimensiones:

- a) *Balsa grande: Tendrá esta consideración aquella cuyo dique de cierre tenga una altura mayor de 15 m, o entre 10 y 15 m y un volumen de almacenamiento mayor de 1 hm³.*
- b) *Balsa pequeña: Tendrá esa consideración la que no sea balsa grande.*

.....

Esta Norma Técnica de seguridad tiene por objeto establecer los requisitos y condiciones mínimas que deben cumplir las balsas públicas o privadas en las fases de proyecto, construcción y primer llenado, a efectos de garantizar sus condiciones de seguridad en cualquiera de ellas.

Esta Norma Técnica de seguridad será de aplicación a todas las balsas calificadas como grandes, así como a las pequeñas que hayan sido clasificadas en las categorías A o B.





.....

Por tanto, la balsa de Mostrakas según la próxima nueva norma, en su redacción actual, sería una balsa pequeña y, además, está clasificada como C en función del riesgo potencial. Tampoco sería de aplicación la futura norma, se insiste: en su redacción actual.

4. CONDUCCIÓN DE LLENADO VACIADO

4.1. CIRCUITO HIDRÁULICO

El circuito hidráulico estará formado por dos conductos de diámetro similar que dispondrá. Cada uno de ellos, dispondrá:

-  Una estructura de rejas, común para ambos circuitos
-  Un abocinamiento a la entrada de las tuberías (en ambos sentidos de circulación)
-  Transición a sección circular (en ambos sentidos de circulación)
-  Una compuerta de paramento

En principio, se calculan las pérdidas de carga localizadas en estos dispositivos singulares. El resto de pérdidas de carga localizadas (irregularidades de la colocación de tubos, entronques de by-pass, etc..) se asumen como un incremento del 2% de la longitud del conducto. Una vez el circuito completamente diseñado, si se considera conveniente, se volverán a calcular las pérdidas de carga en el circuito obteniendo la curva de capacidad final y el tiempo de vaciado del embalse definitivo.

Se tantea con un diámetro de tubería en el que la velocidad está comprendida entre 1 y 2 m/s: no mucho más baja, con el fin de evitar depósitos de sólidos; no mucho más alta para minimizar las pérdidas de carga en el circuito.

4.1.1. Formulación de pérdidas de carga

Las pérdidas de carga totales en una conducción están constituidas por las lineales y las localizadas (rejillas, abocinamientos, codos, estrechamientos, válvulas, etc.).

4.1.1.1. Pérdidas de carga lineales

Para calcular las pérdidas de carga lineales se utiliza la fórmula universal de *Darcy-Weisbach*:

$$\Delta h = I \cdot L$$

$$I = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Siendo:

I = pérdida de carga continua, por unidad de longitud (m/m)

f = coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach (ad.)

V = velocidad del flujo (m/s)

D = diámetro de la conducción (m)

L = longitud de la conducción (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

El cálculo del coeficiente de pérdida de carga, f , puede realizarse mediante la expresión de *Colebrook-White*:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

Siendo:

K = rugosidad equivalente de Nikuradse, en m

Re = Numero de Reynolds, adimensional

$$Re = \frac{vD}{\nu_c}$$

v , es la velocidad en el conducto, en m/s

ν_c es la viscosidad cinemática, en m²/s ($1,01 \times 10^{-6}$, para el agua a 20°C)

La ecuación anterior se resuelve por iteraciones, mediante una hoja de cálculo

4.1.1.2. Pérdidas de carga localizadas

Se van a formular las pérdidas de carga de aquellos elementos singulares que existen en el circuito y se van a exponer en el orden en que aparecen a lo largo del circuito en la función de vaciado, aprovechando para describir éste con el mismo con detalle.

Pérdida de carga en rejillas.

Las pérdidas de carga en la rejilla se pueden calcular mediante la expresión:

$$\Delta h = c \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$c = \beta \cdot \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \cdot \sin \alpha$$

Donde:

- v velocidad de aproximación (m/s)
- β coeficiente de forma de la rejilla
 - $\beta = 2,34$ rectangular
 - $\beta = 1,77$ circular
- s espesor de los barrotes (m)
- b luz entre barrotes (m)
- α ángulo de inclinación respecto a la horizontal

Pérdidas en la embocadura

Existen varias formulaciones para las pérdidas de carga en embocaduras:

[Gómez Navarro](#) en su libro "Saltos de agua y Presas de Embalse" recomienda utilizar como valor de la pérdida en embocadura:

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$k = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right)$$

Siendo v la velocidad en el conducto y variando C en función de la forma de la embocadura:

- ✓ Embocadura sin transición $C = 0,82 \Rightarrow k = 0,487$
- ✓ Embocadura con transición $C = 0,97 \Rightarrow k = 0,063$

Antonio Osuna en su publicación “Mecánica técnica e Hidráulica de fluidos” recomienda utilizar como valores de k:

- ✓ embocadura con pequeño redondeo k = 0,23
- ✓ embocadura con buen abocinamiento k = 0,04

Estos valores coinciden con A. Coutinho en su publicación “Hidráulica Práctica”.

La obra “Hidráulica de Canales Abiertos” de Ven Te Chow da valores medios para k que oscilan entre 0,10 y 0,30 en función del diseño de la embocadura. Para embocaduras con transiciones tipo cuadrante de cilindro propone utilizar el valor k = 0,15.

Obtención de pérdidas de carga en transiciones

a. Estrechamiento brusco

En este caso, el flujo continúa convergiendo después de la embocadura durante una cierta distancia, a partir de la cual se produce su ensanchamiento. Por tanto, se formarán turbulencias entre el flujo y las paredes de la tubería, y también entre éstas y la vena líquida contraída. La expresión de las pérdidas de carga es

$$\Delta h = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Siendo V la velocidad en la sección anterior al ensanchamiento y K un coeficiente cuyo valor se obtienen de forma suficientemente aproximada en función de la relación entre los dos diámetros:

D ₁ /D ₂	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
K	0.08	0.17	0.26	0.34	0.37	0.41	0.43	0.45	0.46

Tabla 1. Coeficientes de pérdidas en un estrechamiento brusco

b. Ensanchamientos bruscos

Las pérdidas de carga habidas en ensanchamiento brusco en una conducción se obtienen mediante la expresión:

$$\Delta h = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Siendo V la velocidad en la sección anterior al ensanchamiento y K un coeficiente cuyo valor viene dado mediante la expresión:

$$K = \left(1 - \frac{D_1^2}{D_2^2} \right)^2$$

Siendo:

D_1 - Diámetro de la sección estrecha.

D_2 - Diámetro de la sección ancha.

a. Estrechamiento suave

Las pérdidas de carga en estrechamientos graduales y suaves se obtienen mediante la expresión:

$$\Delta h = K \cdot \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

Siendo V_1 y V_2 la velocidad al final y al principio del estrechamiento respectivamente.

El valor del coeficiente K varía según el Bureau of Reclamation entre 0,1 y 0,5 cuando el ángulo de abocinamiento β no excede el valor del ángulo α dado mediante la expresión:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{u} = \frac{\sqrt{g \cdot D}}{V}$$

Siendo V y D la velocidad y diámetro medio de la transición.

b. Ensanchamiento suave

Cuando el aumento de sección es gradual la pérdida de carga según Etcheverry es:

$$\Delta h = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

Donde:

V_2 = Velocidad en la sección final.

V_1 = Velocidad en la sección inicial.

θ = Ángulo del abocinamiento con el eje.

Gibson en su texto "*Hdraulics and its Applications*" para tubos circulares con abocinamiento entre 7° y 35° propone:

$$\Delta h = 0,0011 \cdot \theta^{1,22} \cdot \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

Estando θ en grados.

Pérdida de carga en nicho de ataguía

La expresión de las pérdidas de carga en los nichos de ataguías y compuertas tiene la siguiente expresión:

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Donde k depende de la forma geométrica de las ranuras:

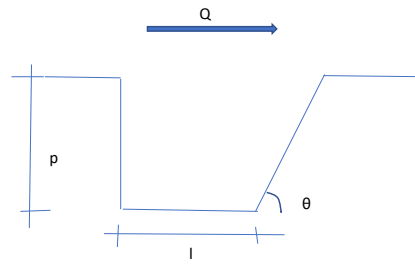


Figura 4. Esquema de ranura de compuerta

Llamando:

- l longitud de la ranura en el sentido de la corriente
- b longitud de la ranura en el sentido normal a la corriente
- S Superficie de la sección recta de la conducción
- P Profundidad de la ranura
- θ Inclinación del paramento de aguas abajo

En función de estos parámetros el valor del coeficiente k viene dado por las expresiones siguientes:

a) Ranuras cortas ($l/p < 4$)

$$k = \left(\frac{\sigma^{1,8} - 1}{1,43 \cdot \sigma^{1,8} + 1} \right)^2 \cdot \sin \theta$$

Siendo

$$\sigma = \frac{S + 0,25 \cdot l \cdot b}{S}$$

b) Ranuras medias ($4 \leq l/p \leq 6$)

$$k = \left(\frac{\sigma^{1,8} - 1}{1,43 \cdot \sigma^{1,8} + 1} \right)^2 \cdot \sin \theta$$

Siendo

$$\sigma = \frac{S + p \cdot b}{S}$$

c) Ranuras largas ($l/p > 6$)

$$k = \left(\frac{\sigma^{1,8} - 1}{1,43 \cdot \sigma^{1,8} + 1} \right)^2 \cdot \sin \theta + \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{\sigma} \right)^2$$

Siendo

$$\sigma = \frac{S + p \cdot b}{S}$$

$$\beta = 1 - \frac{20}{e^{(0,5 \cdot 1/p)}}$$

4.1.2. Obtención de pérdidas de carga en el circuito

Pérdidas de carga en rejillas

En la arqueta de entrada se dispone un panel de rejillas con un paso de 100 mm y dimensiones interiores 7,340 m x 3,50 m.

$$S_{rejilla} = (3,50 \times 7,34) = 25,69 \text{ m}^2$$

$$\Delta h = c \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = c \cdot \frac{Q_T^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = c \cdot \frac{1}{2 \cdot g \cdot 25,69^2} \cdot Q_T^2$$

Siendo Q_T el caudal total circulante: $Q_T = 2 \cdot Q$

β	2,34
s	0,01 m
b	0,1 m
θ	90°

$$K_1 = \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} = \left(\frac{10}{100}\right)^{4/3} = 4,642 \cdot 10^{-2}$$

$$c = \beta \cdot K_1 \sin \theta = 2,34 \cdot 4,642 \cdot 10^{-2} \cdot \sin 90 = 1,086 \cdot 10^{-1}$$

$$\Delta h_{rejilla} = 1,086 \cdot 10^{-1} \cdot \frac{1}{2 \cdot g \cdot 25,69^2} \cdot (2 \cdot Q)^2 = 3,355 \cdot 10^{-5} \cdot Q^2$$

Pérdida localizada en embocadura inicial

Las dimensiones de la conducción, inmediatamente aguas abajo de la embocadura son 2.500 x 2.500 mm.

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = k \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = k \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (2,5 \times 2,5)^2}$$

$$k = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right)$$

Se ha dispuesto una embocadura abocinada, suponiendo, entonces: $C=0,97 \Rightarrow k=0,063$

Por tanto,

$$\Delta h_{embocadura} = 0,063 \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (2,5 \times 2,5)^2} = 8,220 \cdot 10^{-5} \cdot Q^2$$

Pérdida de carga en transición a sección circular. Estrechamiento suave

Se supone que el ángulo de abocinamiento cumple:

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{u} = \frac{\sqrt{g \cdot D}}{v}$$

Además, el caudal máximo por cada una de las conducciones es menor de 10 m³/s.

El diámetro medio de la transición:

$$\text{Sección inicial: } S = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ m}^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,25}{\pi}} = 2,821$$

Sección final: D=2,50 m

$D_m=2,66$ m

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)} = \frac{10}{\left(\frac{\pi \cdot 2,66^2}{4}\right)} = 1,799 \text{ m/s}$$

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{u} = \frac{\sqrt{g \cdot D}}{v} = \frac{\sqrt{9,81 \cdot 2,66}}{1,799} = 2,840$$

$$\alpha \leq \text{atan}(2,840) = 78,44^\circ$$

$$\alpha = \text{atan}\left(\frac{(1,41 - 1,25)}{3}\right) = 3,392^\circ$$

Como el valor máximo de k es 0,1, para el mayor ángulo al que es aplicable esta expresión (78,44°), se obtiene interpolando linealmente, $k = 4,324 \cdot 10^{-3}$.

Por tanto:

$$\begin{aligned} \Delta h &= K \cdot \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g}\right) = 4,324 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{1}{D_2^4} - \frac{1}{D_1^4}\right) \\ &= 4,324 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{1}{2,50^4} - \frac{1}{2,821^4}\right) \end{aligned}$$

$$\Delta h_{estrechamiento} = 3.505 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2$$

Además de ello se producen unas pérdidas lineales en la transición que se calculará mediante la formulación de Darcy-Weisbach, tal como se ha explicado en el apartado anterior.

Perdida de carga en transición. Ensanchamiento suave

Es la transición previa a la salida a la almenara. Se considera el ángulo del abocinamiento, como el que forma el diámetro equivalente de la sección rectangular y el diámetro de la sección circular, que se ha determinado en el cálculo de pérdidas de carga anterior. Este es:

$$\theta = 3,392^\circ$$

$$\Delta h = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

$$V_1 = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{2,5^2}{4}} = 2,037 \cdot 10^{-1} Q$$

$$V_2 = \frac{Q}{2,50 \cdot 2,50} = 1,6 \cdot 10^{-1} Q$$

$$\Delta h = \frac{(2,037 \cdot 10^{-1} - 1,6 \cdot 10^{-1})^2 Q^2}{2 \cdot 9,81} \operatorname{sen} \left(\frac{3,392}{2} \right) = 2,593 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2$$

$$\Delta h_{\text{estrechamiento}} = 2,593 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2$$

Lo mismo que en estrechamiento suave respecto a las pérdidas de carga lineales en esta transición.

Pérdida de carga en nicho de compuerta

Se va a asimilar a las pérdidas de carga en el nicho de las compuertas:

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Atendiendo a la figura 4 anterior:

l	40 cm
b	2,50 + 2,50
S	2,50 × 2,50 m ²
P	20 cm
θ	90°

Se trata de una ranura corta, entonces:

$$\sigma = \frac{S + 0,25 \cdot l \cdot b}{S} = \frac{6,25 + 0,25 \cdot 0,40 \cdot 5,00}{6,25} = 1,080$$

$$k = \left(\frac{\sigma^{1,8} - 1}{1,43 \cdot \sigma^{1,8} + 1} \right)^2 \cdot \sin \theta = \left(\frac{1,080^{1,8} - 1}{1,43 \cdot 1,080^{1,8} + 1} \right)^2 = 3,162 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta h_{\text{compuerta Bureau}} = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 3,162 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (2,5 \times 2,5)^2} = 4,125 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2$$

Pérdida de carga en embocadura

Se supone que el nivel de agua en la almenara coincide con el del labio del aliviadero, 474,00 m y que el caudal suministrado por la balsa es el máximo demandado aguas abajo ya citado anteriormente, 16,408 m³/s. En estas circunstancias, en la almenara habrá una cierta velocidad que tiene como valor.

$$V_a = \frac{Q}{S} = \frac{16,408}{21,5 \cdot (474 - 468)} = 0,127 \text{ m/s}$$

La salida del conducto a la almenara es sumergida y, por tanto, la pérdida de carga se puede evaluar como:

$$\Delta h_v = \frac{v_c^2 - v_a^2}{2 \cdot g} = \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left[\left(\frac{Q}{2,5 \cdot 2,5} \right)^2 - \left(\frac{Q}{21,5 \cdot 6} \right)^2 \right] = 1,302 \cdot 10^{-3} \cdot Q^2$$

PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS TOTALES

$$\Delta h = 1,428 \cdot 10^{-3} \cdot Q^2$$

Pérdidas de carga lineales en la conducción

$$\Delta h = I \cdot L$$

$$I = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{vD}{\nu_c}$$

La conducción del desagüe de fondo tiene una longitud aproximada de 340,48 m., que se distribuyen por tramos y singularidades de la siguiente forma:

- ✓ Transición de sección cuadrada de 2,5 m×2,5 m a circular de 2,5 m de diámetro interior. Tiene una longitud de 3 m y se considera el diámetro equivalente medio de la sección: 2,66 m.

- ✓ Conducción circular de 2,5 m de diámetro interior. La longitud total es 334,48 m.
- ✓ Transición sección circular de diámetro 2,5 a sección cuadrada de 2,5 m×2,5 m. La longitud son 3 m y el diámetro equivalente es 2,66 m.

Además, se adoptan los siguientes valores

$$K = 0,06 \text{ mm}$$

$$u_c = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}, \text{ para el agua a } 15^\circ\text{C}$$

4.1.3. Pérdida de carga en los filtros

En la almenara de Pikarana, previo a la toma de las conducciones principales y aguas abajo de la arqueta de conducción de llenado-vaciado, se sitúan una batería de tamices autolimpiables para un caudal máximo de 3,33 m³/s cada uno, siendo un total de 6. La malla de paso tiene 1,5 mm

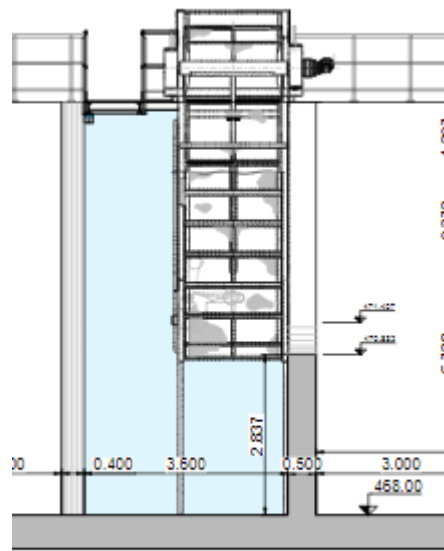


Figura 5. Esquema de filtros en alzado

Estos filtros introducen unas pérdidas de carga en el circuito que, a priori, no tiene una expresión en función del caudal, pero implícitas en el funcionamiento de los filtros:

- A los 15 cm de diferencia entre agua no filtrada y filtrada, se pone en funcionamiento el filtro y esta diferencia disminuye.
- A los 30 cm si fallase la limpieza del filtro o se quedase sin energía eléctrica o cualquier otro problema, se abriría la válvula de seguridad y de nuevo bajaría la lámina de agua.
- A los 50 cm sonaría la alarma de seguridad ya que las mallas del Filtro podrían romper.

Por tanto, se puede suponer que en funcionamiento normal el filtro introduce una pérdida **de carga máxima de 15 cm.**

4.1.4. Pérdidas en el circuito para el caudal máximo

Una vez analizadas las pérdidas de carga en el circuito, se van a determinar las pérdidas totales en el circuito para el caudal máximo. Este caudal máximo se ha obtenido del anejo de cálculos hidráulicos de las conducciones y es de 16,408 m³/s.

Para ello se establece la ecuación de la energía entre el punto inicial, la balsa y el punto final, la arqueta en la almenara de Pikarana.

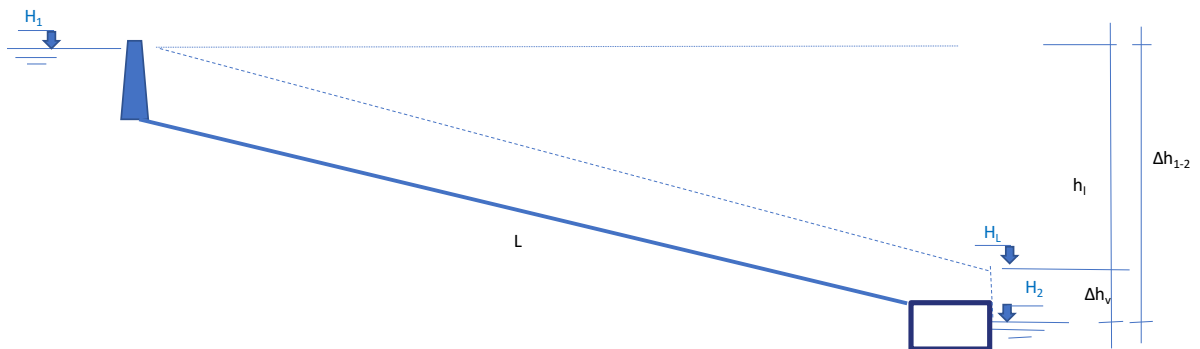


Figura 6. Diagrama de conducción en desagüe vaciado

$$H_1 = H_2 + \Delta h_{1-2}$$

$$\text{Nivel de la balsa } (H_1) = \text{Cota de lámina en almenara } (H_2) + \Delta h_{1-2}$$

Siendo:

$$\Delta h_{1-2} = 1,428 \cdot 10^{-3} \cdot Q^2 + I \cdot L$$

Las pérdidas de carga lineales dependen del coeficiente de Darcy, que a su vez es función de la velocidad en el conducto, variando ésta en función de la altura de la balsa. Por tanto, se resuelve esta ecuación para cada posible cota de embalse con un procedimiento iterativo, mediante una hoja de cálculo preparada al efecto.

Se obtiene:

$$\text{Pérdidas lineales} = 0,2065431 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas localizadas} = 0,09611242 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas máximas en filtros} = 0,15 \text{ m}$$

Luego las pérdidas totales para el caudal máximo se cifran en: **0,453 m.**

4.2. CÁLCULOS MECÁNICOS

Los cálculos mecánicos de la conducción de llenado y vaciado se han realizado siguiendo los mismos criterios de dimensionamiento que se han utilizado para las tuberías de acero helicSoldado en el resto de las conducciones del proyecto, que figuran en el “Apéndice 7.2 Cálculos Mecánicos”. La conducción de llenado-vaciado de la balsa de Mostrakas ha dimensionado con una tubería doble de acero helicSoldado de diámetro interior de 2500 mm y un espesor de 20 mm. Los resultados de los cálculos mecánicos de esta conducción realizados para diferentes alturas de relleno se reproducen en el “ANEXO I: CÁLCULOS MECÁNICOS DE LA CONDUCCIÓN DE LLENADO VACIADO” del presente apéndice.

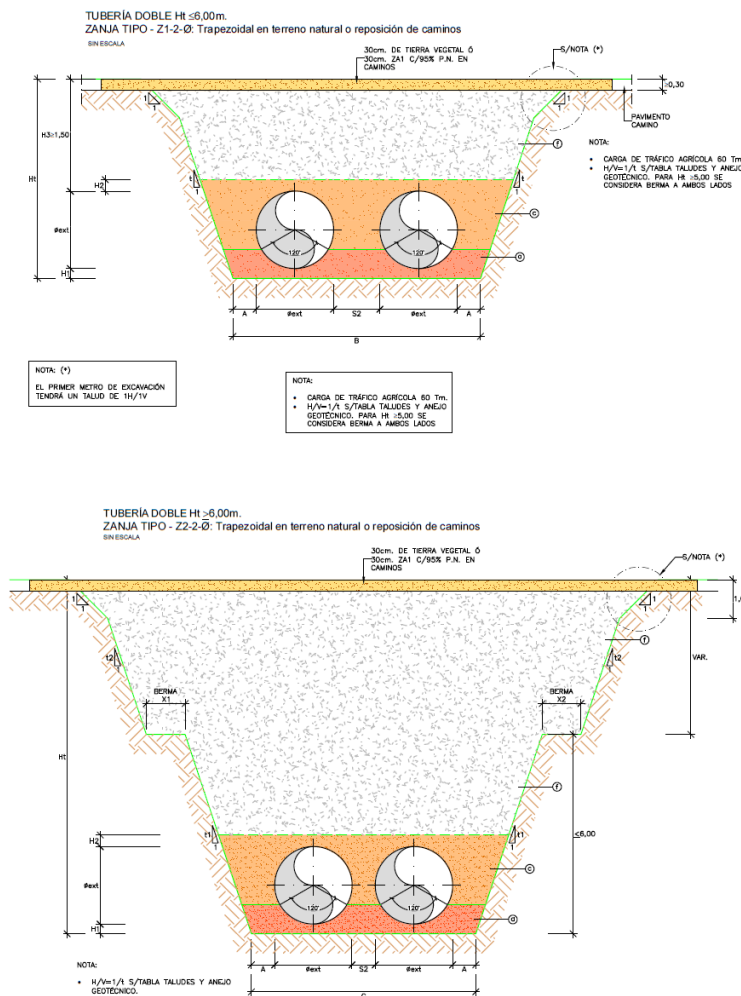


Figura 7. Sección tipo de la zanja de la conducción de llenado-vaciado.

5. DESAGÜE DE FONDO

5.1. CONDICIONANTE DEL DESAGÜE DE FONDO

El dimensionamiento del desagüe de fondo para la balsa de Mostrakas ha de sustentarse en el sentido común, puesto que, ni manual ni las futuras normas, marcan un caudal máximo de desagüe (de la misma forma que la

actual NORMA TECNICA DE PRESAS, no define un caudal máximo para el desagüe). A ello se une el hecho de que esta balsa, desde el punto de vista del peligro potencial frente a la rotura, se cataloga como C y, además, se conceptúa, de acuerdo a esa futura norma, como **pequeña balsa**.

Por tanto, el dimensionamiento del desagüe de fondo para esta balsa se va a fundamentar en dos condicionantes:

1. Evacuar un caudal asumible por el cauce al que se dirige, el arroyo de Mostrakas
2. Un tiempo de vaciado, asumible

5.2. CIRCUITO HIDRÁULICO

El circuito hidráulico estará formado por un único conducto, cuyo circuito es:

- ✚ Una estructura de rejas. La ya definida para el conducto de llenado-vaciado
- ✚ Un abocinamiento a la entrada del conducto.
- ✚ Transición a sección circular
- ✚ Un codo de radio 5m y ángulo próximo a los 90°.
- ✚ Una válvula de compuerta
- ✚ Válvula de chorro hueco de diámetro 400 mm.

En principio, se calculan las pérdidas de carga localizadas en estos dispositivos singulares. El resto de pérdidas de carga localizadas (irregularidades de la colocación de tubos, entronques de by-pass, etc..) se asumen como un incremento del 2% de la longitud del conducto

5.2.1.1. Pérdidas de carga localizadas

Se va a detallar la formulación de las pérdidas de carga del circuito que no han sido justificadas en el punto anterior.

Pérdidas de carga en codos

Hay muchas formulaciones para obtener las pérdidas de carga en codos de pequeño y gran radio. Se va a exponer a continuación la formulación de Weisbach y la de Idel'cik, ambas aplicables a codos de pequeña y gran curvatura.

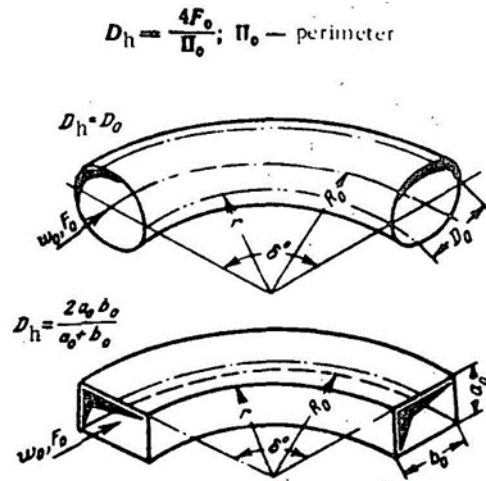


Figura 8. Codos de gran radio

a) Fórmula de Weisbach, que es recomendable aplicar para los codos de gran curvatura

$$\Delta h = k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Siendo:

$$k_1 = 0,131 + 1,848 \cdot \left(\frac{D}{2 \cdot \rho} \right)^{3,5}$$

$$k_2 = \frac{\alpha}{90}$$

- D diámetro de la conducción (D_o en la figura)
- ρ radio del codo (R_o en la figura)
- α ángulo en el centro del codo (δ en la figura)

Esta fórmula es recomendada por Gómez Navarro en su libro "Saltos de agua y presas de embalse".

b) La formulación de Idel'cik, se recomienda para codos de pequeña curvatura. La publicación I. E. IDEL'CIK, "Memento des pertes de charge", traducido del ruso por M. Meury, incluye el siguiente método para el cálculo de las pérdidas de carga habidas en codos de tuberías.

Para $Re > 2 \cdot 10^{-5}$ y $\frac{\rho}{D} > 1,5$

Siendo:

- Re número de Reynolds
- D_o diámetro de la conducción

R_o radio del codo

y paredes lisas.

$$\Delta h = \xi \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$\xi = \xi_l + \xi_{fr}$$

Siendo:

$$\xi_l = A_1 \times B_1 \times C_1$$

$$B_1 = \frac{0,21}{\sqrt{\frac{R_o}{D_o}}}$$

A_1	$0,9 \times \sin \delta$	$\delta \leq 70^\circ$
A_1	$1,0$	$\delta = 90^\circ$
A_1	$0,7 + 0,35 \cdot \frac{\delta}{90}$	$\delta > 100^\circ$

C_1 1 para sección circular

$$\xi_{fr} = 0,0175 \cdot \lambda \cdot \frac{\rho}{D} \delta$$

$$\lambda = \frac{1}{\left(2 \cdot \log \frac{3,7}{\frac{\varepsilon}{D}}\right)^2}$$

ε = rugosidad absoluta

Pérdida de carga en válvulas de compuerta

Se expresan como:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

La guía técnica sobre tuberías de transporte, editada por el CEDEX, recomienda los siguientes valores de K en función de la apertura:

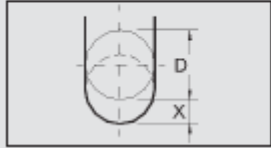
Válvulas de compuerta	x/D	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8
	k_l	97	17	5,5	2,1	0,8	0,3	0,07	0,02

Tabla 2. Coeficiente de pérdidas de carga en válvulas de compuerta

Pérdida de carga en una válvula Howell-Bunger

Las pérdidas de carga de una válvula Howell-Bunger tienen la siguiente expresión:

$$\Delta h = K_v \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

APERTURA (%)	COEFICIENTE PERDIDAS DE CARGA	APERTURA (%)	COEFICIENTE PERDIDAS DE CARGA
5	99,569	60	1,388
10	56,129	70	0,779
20	16,527	80	0,668
30	7,527	90	0,632
40	3,821	100	0,627
50	2,262		

Tabla 3. Coeficiente de pérdidas en una Howell-Bunger en función de la apertura

Donde K_v , puede tener los siguientes valores, en función del grado de apertura. Aunque, finalmente, será el fabricante de la válvula el que de esta curva.

De acuerdo con algún fabricante las válvulas Howell-Bunger, totalmente abiertas, reducen el caudal que podría circular sin válvula en un 39-40%. Esto en términos de pérdida de carga, se traduce en:

Sin válvula:
$$H_1 = H_2 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = H_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

Con válvula Howell-Bunger:
$$H_1 = H'_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = H'_2 + \frac{(0,61 \cdot Q)^2}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

Si se restan ambas expresiones se obtiene:

$$0 = H_2 - H'_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2} - \frac{(0,61 \cdot Q)^2}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

$$\Delta H = (1 - 0,61^2) \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = 0,627 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

5.2.2. Obtención de pérdidas de carga en el circuito

Pérdidas de carga en rejillas

En la arqueta de entrada se dispone un panel de rejillas con un paso de 100 mm y dimensiones interiores 7,340 m x 3,50 m.

$$S_{rejilla} = (3,50 \times 7,34) = 25,69 \text{ m}^2$$

$$\Delta h = c \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = c \cdot \frac{Q_T^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = c \cdot \frac{1}{2 \cdot g \cdot 25,69^2} \cdot Q_T^2$$

Siendo Q_T el caudal total circulante: $Q_T = 2 \cdot Q$

β	2,34
s	0,01 m
b	0,1 m
θ	90°

$$K_1 = \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} = \left(\frac{10}{100}\right)^{4/3} = 4,642 \cdot 10^{-2}$$

$$c = \beta \cdot K_1 \sin \theta = 2,34 \cdot 4,642 \cdot 10^{-2} \cdot \sin 90 = 1,086 \cdot 10^{-1}$$

$$\Delta h_{rejilla} = 1,086 \cdot 10^{-1} \cdot \frac{1}{2 \cdot g \cdot 25,69^2} \cdot (2 \cdot Q)^2 = \mathbf{3,355 \cdot 10^{-5} \cdot Q^2}$$

Pérdida localizada en embocadura inicial

Las dimensiones de la conducción, inmediatamente aguas abajo de la embocadura son 400 x 400 mm.

$$\Delta h = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = k \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = k \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (0,4 \times 0,4)^2}$$

$$k = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right)$$

Se ha dispuesto una embocadura abocinada, suponiendo, entonces: $C=0,97 \Rightarrow k=0,063$

Por tanto,

$$\Delta h_{embocadura} = 0,063 \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (0,4 \times 0,4)^2} = \mathbf{1,254 \cdot 10^{-1} \cdot Q^2}$$

Perdida de carga en transición tras abocinamiento. Estrechamiento suave

Se supone que el ángulo de abocinamiento cumple:

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{u} = \frac{\sqrt{g \cdot D}}{v}$$

Además, el caudal máximo por la conducción es menor de 1,5 m³/s.

El diámetro medio de la transición:

$$\text{Sección inicial: } S = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{\pi}} = 0,451 \text{ m}$$

Sección final: D=0,40 m

$D_m=0,426 \text{ m}$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)} = \frac{1,5}{\left(\frac{\pi \cdot 0,426^2}{4}\right)} = 10,524 \text{ m/s}$$

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{u} = \frac{\sqrt{g \cdot D}}{v} = \frac{\sqrt{9,81 \cdot 0,426}}{10,524} = 0,194$$

$$\alpha \leq \text{atan}(0,194) = 10,993^\circ$$

$$\alpha = \text{atan}\left(\frac{(0,2255 - 0,2)}{3}\right) = 0,487^\circ$$

Como el valor máximo de k es 0,1, para el mayor ángulo al que es aplicable esta expresión (10,933°), se obtiene interpolando linealmente, $k = 4,430 \cdot 10^{-3}$.

Por tanto:

$$\begin{aligned} \Delta h &= K \cdot \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g}\right) = 4,430 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{1}{D_2^4} - \frac{1}{D_1^4}\right) \\ &= 4,324 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{1}{0,4^4} - \frac{1}{0,451^4}\right) \end{aligned}$$

$$\Delta h_{\text{estrechamiento}} = 5,457 \cdot 10^{-3} \cdot Q^2$$

Además de ello se producen unas pérdidas lineales en la transición que se calculará mediante la formulación de *Darcy-Weisbach*, tal como se ha explicado en el apartado anterior.

Pérdida de carga en curva de radio pequeño

Se trata de una curva de radio 2,5 m y ángulo de 51,464°.

$$\Delta h = \left(0,131 + 1,848 \cdot \left(\frac{D}{2\rho} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{\alpha}{90} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$\Delta h_{\text{codo}} = 2 \cdot \left(0,131 + 1,848 \cdot \left(\frac{0,40}{2 \cdot 2,5} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{51,464}{90} \cdot \frac{8}{g \cdot \pi^2 \cdot 0,4^4} \cdot Q^2 = 4,845 \cdot 10^{-1} \cdot Q^2$$

Pérdida de carga en válvula de compuerta

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$$

Se supone un grado de apertura total, por tanto: $K = 0,02$.

$$V_{\text{compuerta}} = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{D^2}{4}} = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{0,4^2}{4}} = 7,958 \cdot Q$$

$$\Delta h_{\text{Mariposa}} = 0,02 \cdot \frac{(7,958 \cdot Q)^2}{2g} = 6,455 \cdot 10^{-2} \cdot Q^2$$

Pérdida de carga en válvula Howell-Bunger

Se supone la apertura máxima, lo que da lugar a un coeficiente de pérdidas de carga según fabricantes en el entorno de 0,628

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{0,4^2}{4}} = 7,958 \cdot Q$$

$$\Delta h_{\text{Howell}} = 0,627 \cdot \frac{(7,958)^2}{2g} \cdot Q^2 = 2,024 \cdot Q^2$$

PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS TOTALES

$$\Delta h = 2,704 \cdot Q^2$$

Pérdidas de carga lineales en la conducción

$$\Delta h = I \cdot L$$

$$I = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{vD}{\nu_c}$$

La conducción del desagüe de fondo tiene una longitud aproximada de 100,525 m., que se distribuyen por tramos y singularidades de la siguiente forma:

- ✓ Transición de sección rectangular a circular. Tiene una longitud de 3 m y se considera el diámetro equivalente medio de la sección: 0,426 m.
- ✓ Conducción circular con La longitud total es 97,525 m con una sección circular de 0,40 m de diámetro, incluyendo, la longitud desarrollada del codo y el tramo de tubería dentro de la galería.

Además, se adoptan los siguientes valores

$$K = 0,06 \text{ mm}$$

$$\nu_c = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}, \text{ para el agua a } 15^\circ\text{C}$$

5.2.3. Curva de gasto

Una vez analizadas las pérdidas de carga en el circuito, se va a determinar la curva de gasto del desagüe de fondo. Para ello se establece la ecuación de la energía entre el punto inicial, el embalse y el punto final, el desagüe en el cuenco de rotura de carga.

La salida del desagüe a la arqueta es libre y, por tanto, no se pierde todo el término de velocidad. Habrá una pequeña pérdida de carga, que en este caso se desprecia.

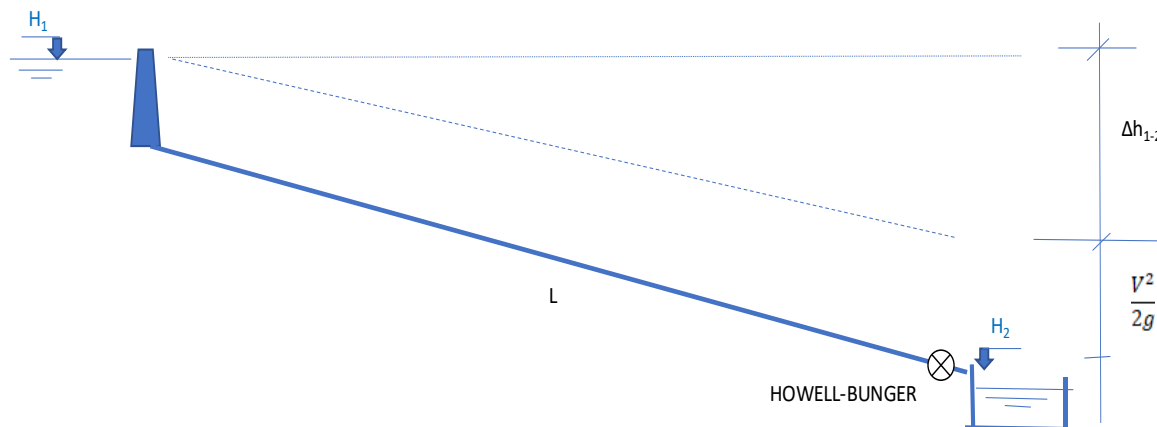


Figura 9. Diagrama de conducción en desagüe de fondo

$$H_1 = H_2 + \Delta h_{1-2}$$

$$\text{Nivel del lámina de la balsa } (H_1) = \text{Cota en el desagüe } (H_2) + \frac{V^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$$

Siendo:

$$\Delta h_{1-2} = 2,704 \cdot Q^2 + I \cdot L$$

Las pérdidas de carga lineales dependen del coeficiente de Darcy, que a su vez es función de la velocidad en el conducto, variando ésta en función de la altura de embalse. Por tanto, se resuelve esta ecuación para cada posible cota de embalse con un procedimiento iterativo, mediante una hoja de cálculo preparada al efecto. La cota de la conducción al final del desagüe es la 462,50 m

La curva de capacidad obtenida para los desagües de fondo, suponiendo las compuertas y válvulas totalmente abiertas, es:

Nivel de embalse (m)	Altura (m)	Caudal por un conducto (m ³ /s)
474,000	11,500	0,829
473,500	11,000	0,810
473,000	10,500	0,792
472,500	10,000	0,772
472,000	9,500	0,752
471,500	9,000	0,732
471,000	8,500	0,711
470,500	8,000	0,690
470,000	7,500	0,667
469,500	7,000	0,644
469,000	6,500	0,621
468,500	6,000	0,596
468,200	5,700	0,581



Tabla 4. Curva de capacidad desagües de fondo para uno o dos conductos

La expresión de esta curva para uno y dos conductos es, respectivamente

$$Q = -4,280174792370420 \cdot 10^{-8} \cdot x^6 + 1,214552035591510 \cdot 10^{-4} \cdot x^5 - 1,436046127029320 \cdot 10^{-1} \cdot x^4 + 9,055834471288350 \cdot 10^1 \cdot x^3 - 3,212331844387570 \cdot 10^4 \cdot x^2 + 6,077439008173700 \cdot 10^6 \cdot x - 4,790925045780770 \cdot 10^8 \cdot$$

$$R^2 = 9,999999795563140 \cdot 10^{-1}$$

5.2.4. Tiempo de vaciado

Se va a calcular el tiempo de vaciado de la balsa utilizando tan solo los desagües de fondo. Como ya se ha dicho anteriormente, no hay ninguna normativa o recomendación al respecto que, en su caso, hubiese condicionado el diseño del desagüe, por tanto, se trata de un análisis meramente informativo.

La curva de embalse de la balsa de Mostrakas se muestra a continuación. Se ha obtenido del modelo espacial que se ha elaborado con el software adecuado.

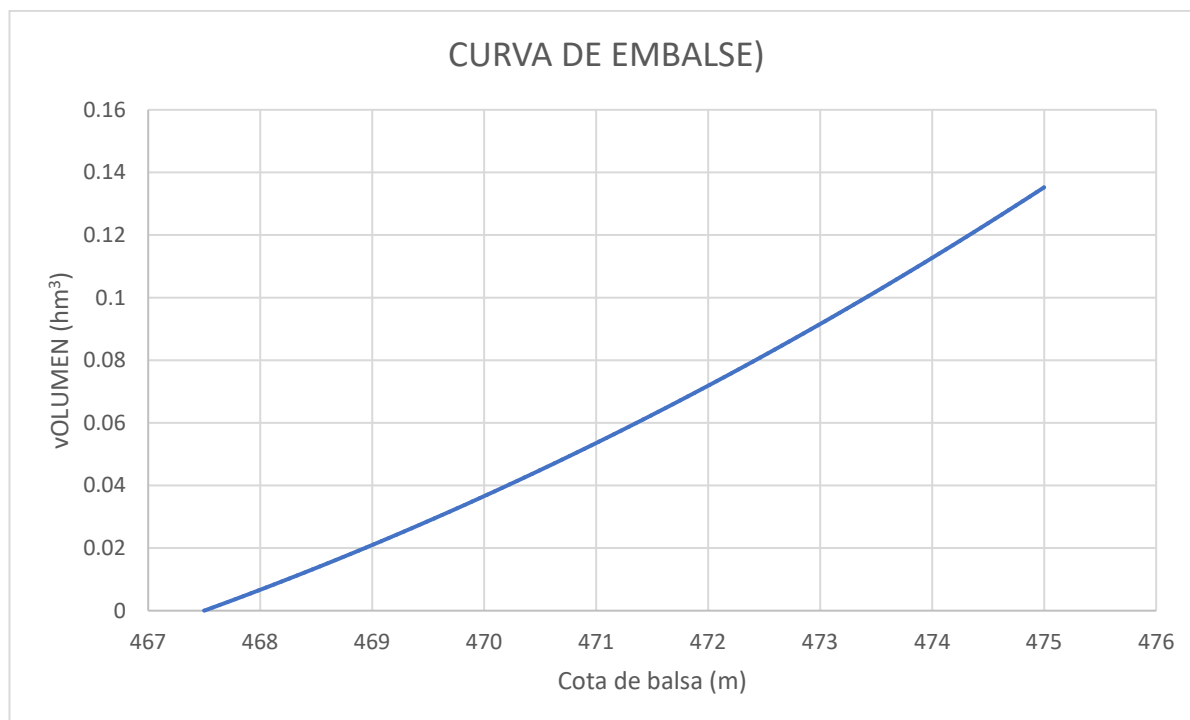


Figura 10. Curva de embalse de la balsa

Se ha parametrizado con una curva polinómica de sexto grado que tiene la siguiente expresión

$$\begin{aligned}
 Q = & -5,143086512227060 \cdot 10^{-9} \cdot x^6 + 1,452751752595290 \cdot 10^{-5} \cdot x^5 \\
 & - 1,709800912105030 \cdot 10^{-2} \cdot x^4 + 1,073238831317070 \cdot 10^1 \cdot x^3 \\
 & - 3,789376854473740 \cdot 10^3 \cdot x^2 + 7,135690931108180 \cdot 10^5 \cdot x \\
 & - 5,598749984966160E \cdot 10^8 \cdot
 \end{aligned}$$

$$R^2 = 9,999999968162530 \cdot 10^{-1}$$

El vaciado se calcula discretizando el volumen de balsa en intervalos (en este caso de 0,5 m) asignando a la franja la cota media y la capacidad de desagüe constante en ese intervalo correspondiente a esa cota media. El análisis se ha sistematizado con una hoja de cálculo y se muestran a continuación los resultados.

Nivel de embalse (m)	Volumen de embalse (m)	Cota media (m)	Caudal medio desaguado (m ³ /s)	Tiempo medio de vaciado (h)
474,000	0,113	473,750	0,820	3,639
473,500	0,102	473,250	0,801	3,600
473,000	0,092	472,750	0,782	3,563
472,500	0,082	472,250	0,762	3,527
472,000	0,072	471,750	0,742	3,492
471,500	0,063	471,250	0,722	3,459
471,000	0,054	470,750	0,700	3,429
470,500	0,045	470,250	0,679	3,402
470,000	0,037	469,750	0,656	3,377
469,500	0,029	469,250	0,633	3,356
469,000	0,021	468,750	0,608	3,340
468,500	0,014	468,350	0,588	1,999
468,200	0,009			
Tiempo de vaciado total				40,183

Tabla 5. Tiempo de vaciado total para la balsa

Es decir, se vacía en 40,2 horas, algo más de 1 día y medio.

5.3. CUENCO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DEFLECTOR)

5.3.1. Consideraciones teóricas

El exceso de energía del flujo debe ser disipado para evitar daños por erosión en el canal de descarga aguas abajo. Para disipar la energía que se producirá en el desagüe de fondo se dispondrá un deflector, en el que la disipación de la energía se produce por impacto.

El deflector o cuenco amortiguador de impacto es una estructura en forma de caja que tiene un deflector vertical colgante y un travesaño o umbral final. El exceso de energía del chorro entrante se disipa principalmente al golpear o impactar sobre el deflector y, en menor grado, por los remolinos que se forman después del impacto del chorro sobre el deflector. No se requiere un determinado calado del agua, aguas abajo, para obtener un rendimiento hidráulico satisfactorio, como sucede con un cuenco de formación de un resalto hidráulico; aunque, si hay un calado aguas abajo, se producirá una superficie de agua más regular en el desagüe.

Para un mejor funcionamiento, el calado aguas abajo deberá ser de aproximadamente $(b/2+d)$ por encima de la solera del cuenco amortiguador de impacto.

Donde:

- b Canto de la viga deflectora
- d Altura del umbral final o de salida

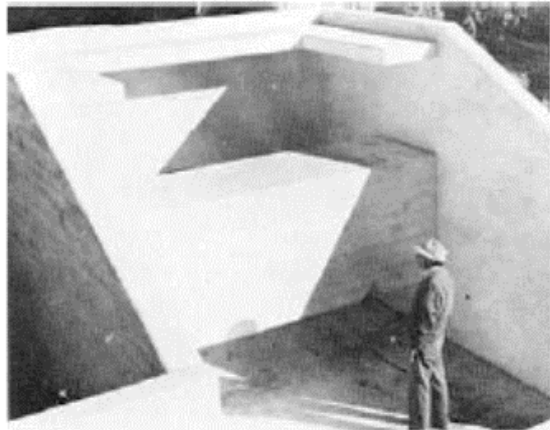


Figura 11. Cuenco amortiguador de impacto

Por otro lado, la altura o calado del agua, aguas abajo, por encima de la solera del cuenco, nunca debe exceder de $b+d$ ya que entonces parte del flujo no impactará sobre el deflector.

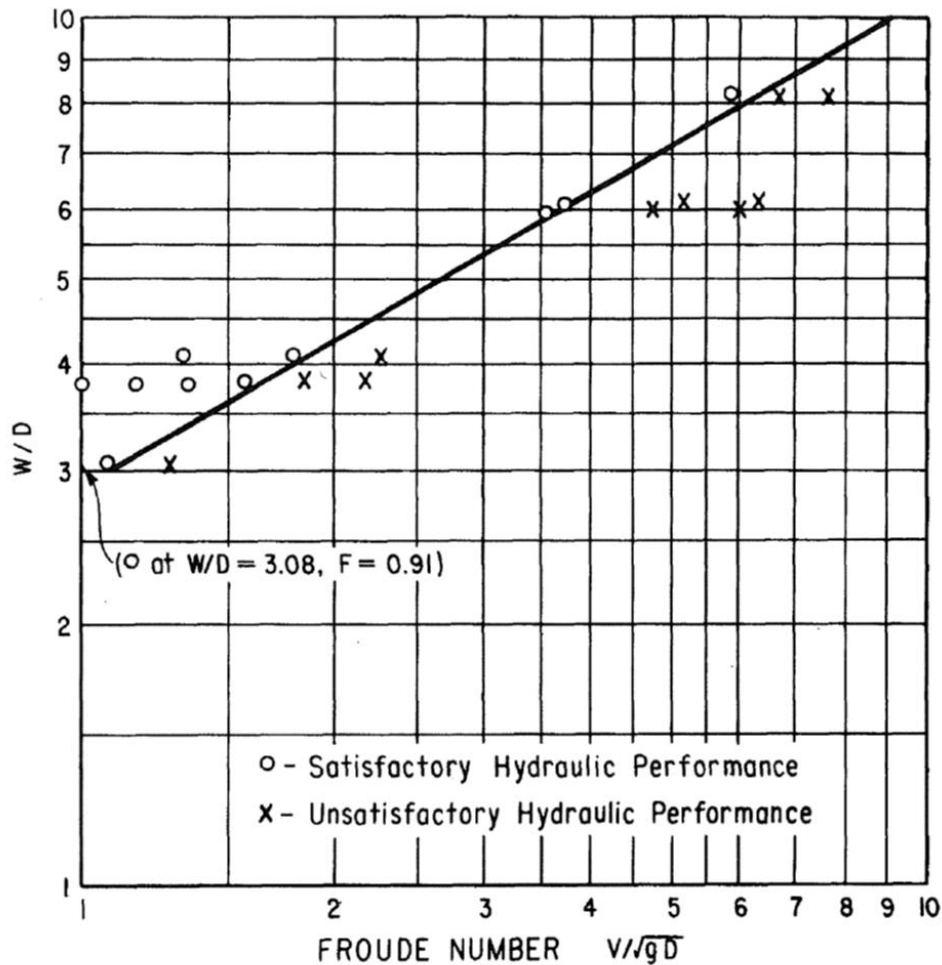
El cuenco amortiguador de impacto se desarrolló en base a estudios en modelos hidráulicos a través de los que se determinaron las dimensiones de diseño para diversos números de Froude. Para estandarizar el método de cálculo de los números de Froude, se asumió que la forma del chorro era cuadrada, por lo que el calado del flujo entrante, D , se consideró igual a la raíz cuadrada del área de su sección transversal.

Por otro lado, se cumple que:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

La carga, h , es la carga que tiene que ser disipada, siendo en este caso la altura neta del salto.

Cada uno de los flujos de ensayo se representaba en términos adimensionales utilizando el número de Froude, F , del flujo entrante y el ratio entre el ancho de cuenco y el calado del flujo entrante, W/D . A partir de estos datos, se dibujó una curva de diseño recomendado (que se muestra en la figura que sigue) para la determinación de las anchuras apropiadas del cuenco.



"W" is the inside width of the basin.
 "D" represents the depth of flow entering the basin and is the square root of the flow area.
 "V" is the velocity of the incoming flow.
 The tailwater depth is uncontrolled.

Figura 12. Gráfico que relaciona el número de Froude con la anchura mínima del cuenco

De la figura indicada se obtiene la anchura mínima del cuenco de impacto para un determinado número de Froude. Sin embargo, si el cuenco es demasiado ancho la energía no se disipará de forma efectiva ya que el chorro entrante se extenderá y pasará por debajo del deflector en lugar de impactar sobre el mismo. Asimismo, la profundidad del deflector no deberá ser menor que el diámetro de la tubería de entrada al cuenco, para evitar que el chorro pase por encima del deflector. Para descargas parciales, así como para la descarga del caudal de diseño, en general, la mejor disipación de la energía se consigue sólo si el ancho de diseño del cuenco es ligeramente mayor que la anchura determinada a partir de la curva para la descarga del caudal de diseño.

Las restantes dimensiones del cuenco son ratios de su anchura (W), como se muestra en la figura que sigue.

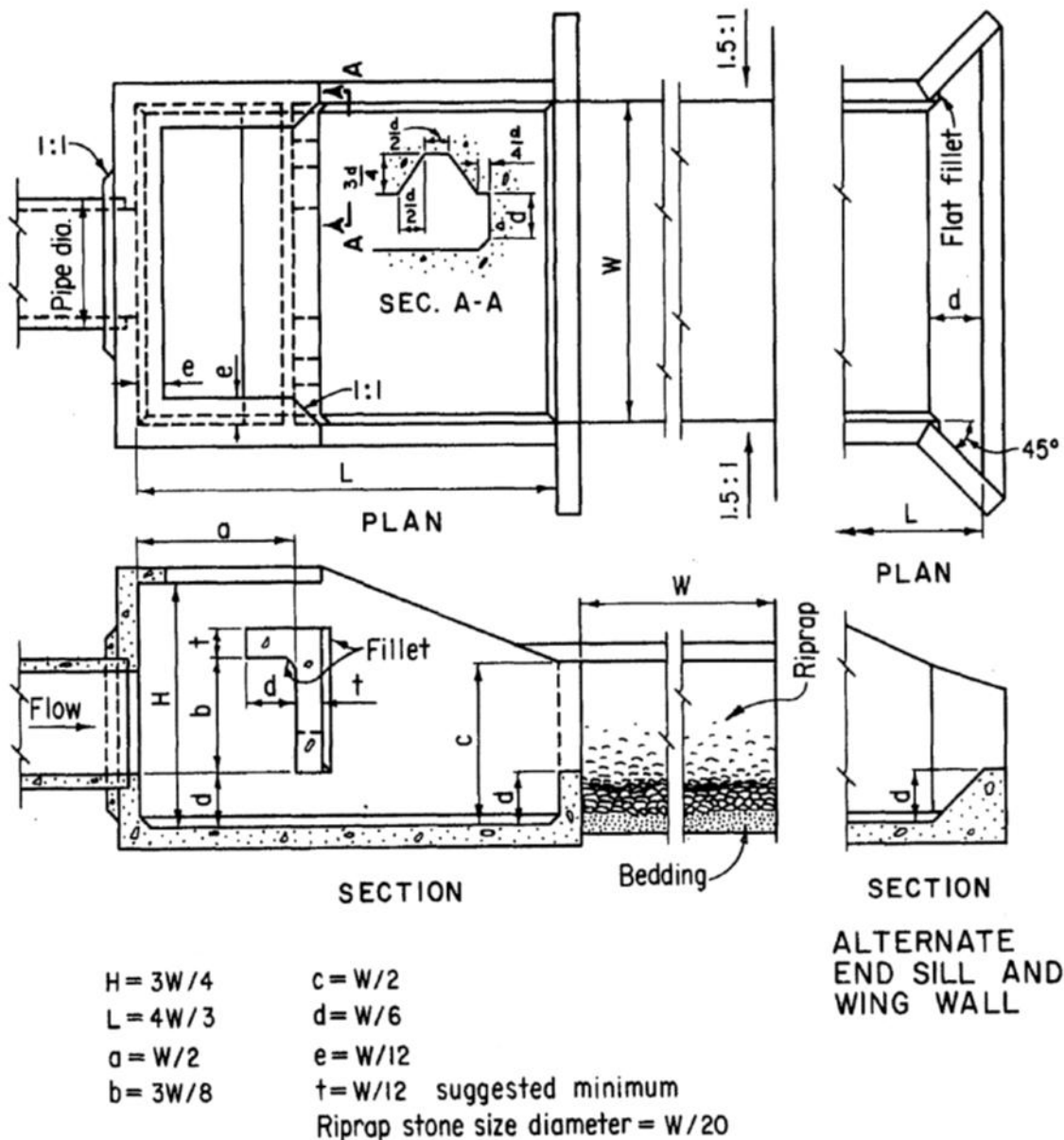


Figura 13. Geometría del cuenco amortiguador de impacto

Se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- ✓ Para prevenir la cavitación o daños por impacto en el cuenco, la velocidad teórica de la tubería deberá ser inferior a 15 m/s.
- ✓ Si la tubería de entrada al cuenco tiene pendiente hacia abajo, el extremo de salida del tubo hacia el cuenco debe hacerse horizontal en una longitud de al menos de 3 veces el diámetro del tubo, a fin de dirigir el chorro hacia el deflector.

5.3.2. Dimensionamiento del cuenco

El dimensionamiento se realiza para el caudal máximo que se produce cuando el embalse está al máximo nivel normal, cota 474,00 m. En estas condiciones, de la tabla 4 se extrae que la altura neta son 11,5 m.

En la salida de la Howell-Bunger se dispondrá un concentrador cuyo diámetro vendrá recomendado y diseñado por el fabricante de la válvula y que estará proyectado para, evitando cavitaciones en la salida de la válvula, concentrar el chorro.

En el cálculo que ahora sigue no se va a tener en cuenta este concentrador y se va a suponer que la velocidad de salida es la correspondiente al diámetro de la válvula.

$$D = \sqrt{\pi \cdot 0,4^2 / 4} = 0,354 \text{ m}$$

La velocidad entonces será, teniendo en cuenta que el caudal es 0,829 m³/s.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{0,829}{0,126} = 6,597 \text{ m/s}$$

El número de Froude es:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}} = \frac{6,597}{\sqrt{9,81 \cdot 0,354}} = 3,54$$

Entrando en la curva logarítmica de la Figura 7, se obtiene un valor aproximado de *W/D* de 6.

Con este valor se obtiene las dimensiones mínimas del cuenco

$$W = 6 \times 0,40 \approx 2,50 \text{ m}$$

$$b = 3/8 \times 2,50 \approx 0,95 \text{ m}$$

$$H = 3/4 \times 2,50 \approx 1,90 \text{ m}$$

$$c = 1/2 \times 2,50 = 1,25 \text{ m}$$

$$L = 4/3 \times 2,50 \approx 3,25 \text{ m}$$

$$d = 1/6 \times 2,50 \approx 0,40 \text{ m}$$

$$a = 1/2 \times 2,50 = 1,25 \text{ m}$$

$$e = 1/12 \times 2,50 \approx 0,20 \text{ m}$$

5.4. CANAL DE DESCARGA

Para evacuar el agua desaguada se construirá un canal de descarga que, básicamente, tiene el mismo trazado que el pequeño curso natura que baja por la vertiente y rodea la balsa por su lado oeste. Este curso al llegar al camino de Mostrakas se encauza por la cuneta y unos metros aguas abajo atraviesa el camino mencionado y se dirige finalmente al arroyo de Mostrakas.

La sección típica de este canal es de 1 m de anchura en la base y taludes 1H:1V con cuna altura de cajeros 0,85 m y revestido con un rip-rap de escollera. Se ha intentado minimizar el movimiento de tierras y la pendiente del canal es, prácticamente, la pendiente natural, que supera el 4%. En concreto es el 4,46%.

Dada la poca entidad del caudal máximo desaguado, se van a calcular las características hidráulicas del régimen uniforme.

Acudiendo a la fórmula de Manning

$$I = \frac{n^2 \cdot v^2}{R_h^{4/3}}$$

- I pendiente unitaria
 n Número de Manning (adi)
 v Velocidad (m/s)
 R_H Radio hidráulico (m)

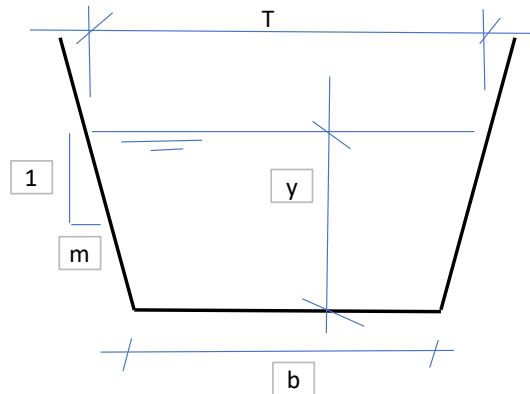


Figura 14. Sección de un canal trapecial

$$S = (b + m \cdot y) \cdot y$$

$$T = b + 2 \cdot m \cdot y$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_H = \frac{S}{P}$$

$$V = \frac{Q}{S}$$

Siendo:

- b Anchura del canal (m)
 m Talud del cajero (adi)
 T Tirante hidráulico (m)
 y calado (m)
 S Superficie mojada (m²)
 P Perímetro mojado (m)

Con $n=0,035$, coeficiente de rozamiento para canales naturales con poca vegetación y en piedra.

En este caso

$$S = (1 + 1 \cdot y) \cdot y$$

$$T = 1 + 2 \cdot 1 \cdot y$$

$$P = 1 + 2 \cdot y \cdot \sqrt{2}$$

$$0,0446 = \frac{0,035^2 \cdot \frac{Q^2}{S}}{R_h^{4/3}}$$

Se resuelve esta ecuación iterativamente para $Q=0,829 \text{ m}^3/\text{s}$

Y se obtiene:

Calado y 0,299 m

Velocidad 2,135 m/s

El número de Froude correspondiente será:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{9,8 \cdot \frac{S}{T}}} = \frac{2,135}{\sqrt{9,8 \cdot \frac{0,388}{1,598}}} = 1,383$$

Es decir, para el caudal máximo, el régimen es supracrítico con un número de Froude muy cercano al régimen crítico. Es decir, no es excesivamente rápido.

6. ALIVIADERO

Quizá el rasgo más significativo del aliviadero de la balsa de Mostrakas es que está situado en la almenara de Pikarana.

Ya se explicado anteriormente como es el funcionamiento de este sistema y cómo actúan las conducciones de llenado-vaciado que conectan balsa y almenara. Además, es necesario recalcar que estas conducciones o funciona como llenado de balsa o como vaciado al unísono, pero no pueden funcionar una como llenado y otra como vaciado.

Al margen de esto, también se ha remarcado la inexistencia de una normativa para este tipo de balsas: sí, unas recomendaciones técnicas, pero no una normativa como tal (teniendo en cuenta la actual redacción de la futura Norma de Balsas).

Ante este vacío normativo, se va a tener en consideración de cara al dimensionamiento del aliviadero y los resguardos, todo lo que indique al respecto la futura norma de grandes balsas, añadiendo algunos conceptos recogidos en la guía de presa que son compatibles con el diseño de esta balsa, por ejemplo, la definición de resguardos que, aun siendo expresamente para grandes presas, es de aplicación sin lugar a dudas para una pequeña balsa como Mostrakas

6.1. RESGUARDOS

6.1.1. Introducción

Para la definición de los resguardos de presa se seguirá la **Guía Técnica de Seguridad de Presas 2: “Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas”**. En dicha guía, en su **Segunda Parte: Presas de materiales sueltos**, en el **epígrafe 3.7.1.- Resguardos** se establece lo siguiente:

Desde el nivel del agua en el embalse hasta la coronación de la presa (resguardo externo) o hasta el límite superior del elemento impermeable (resguardo interno) haya que dejar siempre un margen, o resguardo, para prever las sobreelevaciones producidas por las distintas causas que puedan provocar un aumento del nivel del agua en el embalse.

.....

las sobreelevaciones del nivel del embalse o los descensos de la coronación de las presas de materiales sueltos, esto es, las pérdidas de resguardo pueden ser causadas por los siguientes agentes:

Avenidas

Viento

Sismo

Asientos anómalos

Deslizamiento de laderas del embalse

Normalmente todos los agentes (avenidas, viento, sismo, asientos anómalos y deslizamientos) que pueden ser causa del desbordamiento no actúan con plena intensidad simultáneamente. Existen ciertas relaciones de compatibilidad que lo impiden.

A efectos de ordenar los cálculos que conducen a la definición de la cota de coronación de la presa, se consideran tres situaciones de avenida y, en consecuencia, conviene definir los tres resguardos siguientes:

- *Resguardo máximo o normal. Corresponde al Nivel Máximo Normal (N.M.N.), sin avenida.*
- *Resguardo mínimo o extremo. Corresponde al Nivel de la Avenida Extrema (N.A.E.).*
- *Resguardo intermedio o de proyecto. Corresponde al Nivel de la Avenida de Proyecto (N.A.P.).*

El nivel de coronación (NC) a fijar deberá proporcionar un resguardo suficiente para todas las situaciones consideradas.

El resguardo se considera suficiente si al que resulta del cálculo precedente se añade un resguardo adicional para cubrir las imprecisiones inherentes a los detalles del proceso de estudio. Tales resguardos adicionales serían de 0,50 m en las presas de categoría C, de 0,75 m en las presas de categoría B y de 1,00 m en las presas de categoría A.

A tenor de lo indicado en la guía, se calculan las sobreelevaciones y los resguardos.

6.1.2. Sobreelevación sísmica

La Guía Técnica establece:

Está muy extendido el uso de la siguiente fórmula para estimar la altura de ola que puede generar un sismo en un embalse.

$$H (\text{sismo}) = \frac{K \cdot T \cdot \sqrt{g \cdot H_e}}{2\pi}$$

donde:

$K =$ coeficiente sísmico $K = a_c / g$

$a_c =$ aceleración de cálculo

$g =$ aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

$T =$ período predominante del terremoto [s]

$H_e =$ profundidad máxima del embalse [m]

Como se puede observar en el Mapa de peligrosidad de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, la zona Sur de Navarra en la que se ubica la balsa de Mostrakas es de baja sismicidad, por lo que no procede el cálculo de la ola generada por el sismo.

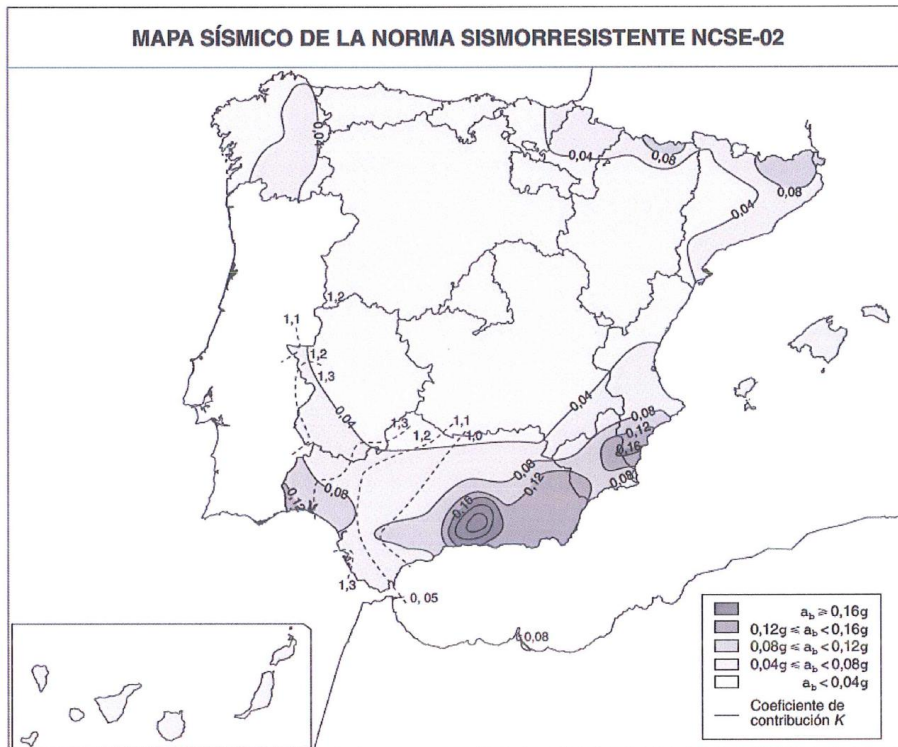


Figura 15. Mapa sísmico

Además, se ha comprobado que en el Anejo 1 de la Norma, que recoge los valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución de los TT.MM. con aceleración $a_b \geq 0,04 g$ no figura el T.M. de Pitillas.

6.1.3. Asientos anómalos

La Guía Técnica establece:

“Los asientos postconstructivos deben estimarse. El proyecto de la presa debe disponer cierta contraflecha en coronación para evitar pérdidas de resguardo por este motivo. Una vez dispuesta en proyecto esa contraflecha, los asientos normales no suman cantidad adicional alguna para definir el resguardo.

Pueden existir asientos debidos a otras causas, entre ellos los debidos a la humectación del espaldón de aguas arriba, hecho que puede provocar asientos por una doble causa.

- *Disminución de volumen. Sería el conocido con el nombre de “asiento de colapso”.*
- *Pérdida parcial de resistencia al corte como consecuencia de la humectación.*

Para cubrir estos aspectos, conviene disponer, en presas homogéneas o zonadas y también en las de núcleo, un resguardo adicional que, a falta de una mejor estimación, sea igual al 1% de la altura de presa”.

En el estudio realizado para diseñar la sección tipo de presa, se ha llegado a determinar que los asientos postconstructivos y su evolución a lo largo del tiempo no llegarán a superar el centímetro y no se recomienda disponer ninguna contraflecha en coronación.

Aun así se tomará como asiento postconstructivo un 10% de la altura, en este caso media, del dique de la balsa. Esta altura media es de 10 m.

6.1.4. Sobreelevación por deslizamiento de las laderas del embalse

La Guía Técnica establece:

“Normalmente, las laderas de los embalses son suficientemente estables. De otra forma, se requerirá que se dispongan en proyecto medidas de contención específicas que garanticen la estabilidad.

La caída de masas deslizantes en las aguas de los embalses puede crear olas cuya altura depende de varios factores, pero dichas alturas de ola son especialmente sensibles a la velocidad de entrada de las tierras en el agua. Cuando esta velocidad es pequeña ($v < 1$ m/s) los efectos son insignificantes, la altura de ola es prácticamente despreciable, pero para velocidades de entrada altas, la altura de ola puede ser importantes.

Los procedimientos de análisis de este problema están hoy aún en fase de desarrollo, particularmente en lo que se refiere a la velocidad de deslizamiento. Por este motivo esta Guía no puede ofrecer un método sencillo que permita estimar la altura de ola generada por un eventual deslizamiento de ladera.

El proyecto debe analizar este problema y, si es el caso, disponer un resguardo adicional para cubrir este riesgo. Para ello se debe consultar la literatura técnica especializada.”

En la balsa de Mostrakas, no es previsible un eventual deslizamiento de ladera, dada la remodelación de los taludes del vaso (adopción de taludes estables ajustados a los parámetros geotécnicos) para la extracción de los materiales necesarios para la construcción del dique de materiales sueltos, por lo que no se considera la necesidad de un resguardo adicional por tal motivo.

6.1.5. Sobreelevación por oleaje

En el apéndice 9.2. Estudio hidroclimático y de máximas avenidas, ha sido calculada la sobreelevación producida por el oleaje. Los resultados de ese análisis han sido:

La sobreelevación estacionaria (meteorológica) generada por el viento:

Situación extrema: $S = 0,0238$ m

Situación accidental: $S = 0,0208$ m

Situación frecuente: $S = 0,0063$ m

El remonte:

Situación extrema: $R = 0,2168$ m

Situación accidental: $R = 0,04166$ m

Situación frecuente: $R = 0,4495 \text{ m}$

6.1.6. Sobreelevación ocasionada por la tormenta de proyecto

En el apéndice 9.2. Estudio hidroclimático y de máximas avenidas, se ha calculado el nivel alcanzado en la balsa en caso de ocurrencia de un episodio de lluvia en el supuesto de encontrarse inicialmente llena hasta el NMN (474,00 m s.n.m.) y que tanto las compuertas de llenado y vaciado, como la válvula de cierre del desagüe de fondo se encuentren cerradas. Las sobreelevaciones resultantes para cada periodo de retorno son las siguientes:

Periodo de retorno (años)	T5	T10	T25	T100	T500	T1000	T2000	T5000	T10000
Sobreelevación (m)	0,04	0,05	0,06	0,08	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16

6.1.7. Cálculo de resguardos

La determinación de los diversos resguardos según la Guía Técnica es como sigue:

Resguardo Normal o Máximo. Es el relativo al Nivel Máximo Normal (NMN). Para definir el resguardo máximo o diferencia entre el nivel de la coronación (NC) y el NMN, se tendrá en cuenta la acción independiente y no simultánea de los siguientes agentes:

- Viento extremo (T=500 años)
- Sismo extremo, sólo en las presas de Categoría A. La comprobación del sismo no es necesaria en zonas de sismicidad baja ($a_b < 0,04 \text{ g}$)
- Asientos anómalos
- Eventuales deslizamientos de ladera

Resguardo Intermedio o de proyecto. Es el relativo al Nivel de la Avenida de Proyecto (NAP). Para definir el resguardo intermedio o diferencia entre el nivel de la coronación (NC) y el NAP, se tendrán en cuenta los siguientes agentes, actuando de forma independiente y no simultánea:

- Viento de proyecto (T=200 años)
- Sismo de proyecto. Esta comprobación no es necesaria en zonas de sismicidad baja ($a_b < 0,04 \text{ g}$)

Resguardo Mínimo o Extremo. Es el relativo al Nivel de la Avenida Extrema. Para definir el resguardo mínimo, o diferencia entre el nivel de la coronación (NC) y el NAE, se tendrá en cuenta el viento moderado, normal o frecuente (T=100 años):

En el caso de la balsa de Mostrakas, para todos los resguardos calculados, se considerará:

1. La acción del viento ya sea extremo, accidental o frecuente: la acción del remonte o trepada (runup) de la ola por el paramento y la sobreelevación estacionaria (meteorológica) originada por el viento
2. No se tendrá en cuenta el sismo ya que la zona es de baja sismicidad
3. Debido a la configuración del vaso no se prevén deslizamientos de ladera. Además de la configuración natural, será necesario tender las laderas del vaso en todo su perímetro para obtener materiales para la formación del cuerpo de presa. Los taludes finales serán muy tendidos y, sin duda, estables.
4. El resguardo debido a los asientos anómalos ya se ha comentado que se tomará de 10 cm.

Por tanto, los resguardos se determinarán como:

$$\text{Resguardo} = R + S + \frac{H_p}{100}$$

donde:

- R = remonte de la ola generada por el viento, en m
S = sobreelevación estacionaria (meteorológica) generada por el viento, en m
 $H_p/100 = 0,1$ m.

En cuanto al resguardo adicional indicado por la guía en función de la categoría de presa, se ha de tener en cuenta que en este caso particular:

1. Se trata de una balsa sin cuenca vertiente y que las alturas de ola generadas por el viento se han calculado por métodos completos a partir de registros de rachas y direcciones de viento en estaciones agroclimáticas, por tanto, las imprecisiones inherentes a los detalles del proceso de estudio son mínimas.
2. En la determinación de todos los resguardos se ha tenido en cuenta la acción simultánea del oleaje y asientos anómalos.

Por tanto, todos los resguardos calculados contienen ya un resguardo adicional de seguridad, Así que, la adopción del resguardo adicional indicado por la guía quedará al buen criterio del proyectista.

Resguardo Normal o Máximo. Para la Presa de Mostrakas, el NMN está a la cota 474 m.s.n.m. El resguardo normal, considerando un riprap angular será, para el viento extremo de periodo de retorno 10.000 años, de:

$$\text{Resguardo normal} = 0,0238 + 0,4495 + 0,1 = 0,5733 \text{ m.}$$

Estando la coronación de la presa del embalse de Mostrakas a la cota 475,307 m.s.n.m., el NMN se debería situar por debajo de la cota 474,734 m se cumple el resguardo normal recomendado por la Guía Técnica N°2, quedando un resguardo adicional de 0,64 m

Resguardo Intermedio o de proyecto. Para definir el resguardo intermedio o diferencia entre el nivel de la coronación (NC) y el NAP, se tendrán en cuenta el viento de proyecto.

El resguardo intermedio, considerando un riprap angular, será:

$$\text{Resguardo Intermedio} = R + S + \frac{H_p}{100} = 0,4166 + 0,0208 + 0,1 = 0,5374 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que la coronación de la presa es la cota 475,307 m, el NAP se debería situar por debajo de la cota 474,770 m.

Resguardo Mínimo o Extremo. Para definir el resguardo mínimo, o diferencia entre el nivel de la coronación (NC) y el NAE, se tendrá en cuenta el viento moderado, normal o frecuente:

El resguardo mínimo, considerando un riprap angular será:

$$\text{Resguardo Mínimo} = R + S + \frac{H_p}{100} = 0,2168 + 0,0063 + 0,1 = 0,3231 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que la coronación de la presa es la cota 475,307 m, el NAE se debería situar por debajo de la cota 474,984 m.

Resguardo Tormenta de Proyecto

Adicionalmente, se ha calculado el nivel alcanzado en la balsa en caso el que ocurran simultáneamente las siguientes acciones:

- Balsa llena hasta el NMN (474,00 m s.n.m.).
- Compuertas de llenado y vaciado cerradas.
- Válvula de cierre del desagüe de fondo cerrada.
- Sobreelevación meteorológica .
- Remonte del oleaje.

Los niveles alcanzados por la balsa para la combinación de las acciones anteriores son las siguientes:

	T1 Frecuente	T200 Accidental	T500 Extrema
Sobreelevación (m)	0.0063	0.0208	0.0238
Remonte (m)	0.0495	0.04166	0.2168
Nivel por caudal entrante (msnm)	< 474.04	< 474.11	474.11
Máximo nivel en episodio (msnm)	< 474.1	< 474.17	474.35
Resguardo respecto a coronación (475,307 m s.n.m.)	1.21	1.14	0.96

Del cálculo realizado se concluye que no se produce desbordamiento por coronación de la balsa cuando ocurren simultáneamente las acciones descritas anteriormente.

6.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL ALIVIADERO

6.2.1. Diseño del vertido

Se ha dispuesto en la almenara un aliviadero delgado de labio fijo, lógicamente. La longitud del aliviadero es de 15 m y se ha dispuesto con un perfil del Bureau of Reclamation.

El desagüe por un aliviadero de estas características tiene la siguiente expresión:

$$Q = C_0 \cdot L \cdot H_0^{3/2}$$

Donde:

Q = caudal desaguado (m^3/s)

C_0 = coeficiente de desagüe (adi)

L = Longitud de vertido (m).

H_0 = carga de proyecto en la coronación del aliviadero (m)

La longitud bruta de vertido es 15 m y el caudal de diseño es el máximo que puede venir por el canal que se ha cifrado en 16,408 m^3/s , según los cálculos hidráulicos realizados, relativos al dimensionamiento de conducciones.

Se va a proceder por tanteos para determinar el coeficiente de descarga del aliviadero. Se supone un coeficiente de desagüe de 2,15 (habitual en un aliviadero de labio fino) la altura de vertido será:

$$16,408 = 2,15 \cdot 15 \cdot H_0^{3/2}$$

$$H_0 = 0,637 \text{ m}$$

Si se introduce ahora el parámetro P/H_0 en la gráfica siguiente que da el coeficiente de vertido en función del calado de previo, con $P=6$ m, se tiene:

$$\frac{P}{H_0} = \frac{6}{0,637} > 9 \Rightarrow C = 2,18$$

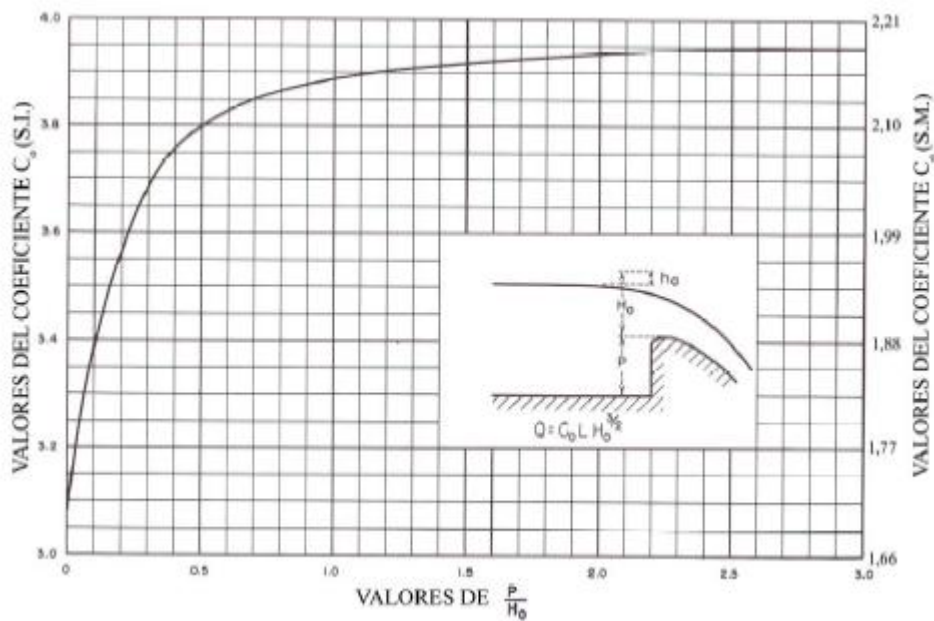


Figura 16. Coeficiente de vertido en función del calado en la zona de aproximación

Por otro lado, la longitud efectiva de vertido es:

$$L = L_0 - 2 \cdot (N \cdot K_p + K_a) \cdot H_0$$

Donde:

K_p Coeficiente de contracción de pilas

- 0,02 para pilas rectangulares
- 0,01 para contornos circulares
- 0,00 para perfiles Joukowski

K_p Coeficiente de contracción en estribos

- 0,2 para estribos rectangulares en 90°
- 0,1 para estribos redondeados

Por tanto, en este caso, se tiene

$$L = 15 - 2 \cdot 0,2 \cdot 0,64 = 14,744 \text{ m}$$

Por tanto, cuando se desagua el caudal de diseño del aliviadero, la altura de vertido es:

$$16,408 = 2,18 \cdot 14,744 \cdot H_0^{3/2}$$

$$H_0 = 0,639 \text{ m}$$

Para diseñar el perfil vertedero, lo primero es hallar la velocidad de aproximación. Esta es:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{16,408}{15 \cdot (474,639 - 468)} = 0,165 \text{ m/s}$$

$$h_a = \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{0,165^2}{2 \cdot 9,81} = 1,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Introduciendo el valor h_a/H_0 en las gráficas del Bureau, se obtiene la ecuación que define la parábola del perfil y el resto de los parámetros:

$$X_c = 0,188 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,084 \text{ m}$$

$$R_1 = 0,353 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,156 \text{ m}$$

$$\frac{y}{H_0} = -k \cdot \left(\frac{x}{H_0}\right)^n$$

$$\frac{y}{0,639} = -0,499 \cdot \left(\frac{x}{0,639}\right)^{1,87}$$

6.2.2. Niveles característicos de la balsa y resguardos

La hipótesis de avenida en la balsa haciendo un paralelismo con las grandes presas se producirían con las precipitaciones:

- ✓ Precipitación de proyecto: periodo de retorno 100 años
- ✓ Precipitación extrema: Periodo de retorno 1.000 años.

Por otro lado, tanto el manual, como la nueva norma de vertido, introducen el caudal máximo de alimentación por mal funcionamiento:

- ✓ El manual define una avenida igual a la precipitación de 500 años sobre el espejo más el caudal máximo de alimentación.
- ✓ La futura nueva norma define un NMV que es el correspondiente al caudal máximo de alimentación más la precipitación caída sobre el espejo. No concreta que precipitación, pero se entiende que la de proyecto, a tenor del punto 8.1. de esa futura norma.

En el caso de Mostrakas, ya se ha dicho repetidas veces que las conducciones de llenado -vaciado funciona como llenado o como vaciado, pero no pueden, en ningún caso, hacer las dos funciones utilizándose para cada una de ellas una conducción. Las hipótesis de avenida solo se producen con la precipitación sobre el embalse y el máximo caudal circulando por el canal, pero no entrando a la balsa. Es imposible. Ese caudal provoca una sobrelevación

en la balsa, eso sí, sobrelevación que, básicamente, coincide con el nivel de vertido por el aliviadero de la almenara. Por tanto, se tendrá:

- NAP (NMV): el nivel que alcanza el agua en la balsa cuando por el canal circula el caudal máximo, las tomas del canal están cerradas y cae la tormenta de proyecto (T=100 años)
- NAE: el nivel que alcanza el agua en la balsa cuando por el canal circula el caudal máximo, las tomas del canal están cerradas y cae la tormenta extrema (T=1000 años)

Nivel de avenida de proyecto (Nivel máximo de vertido):

La lámina de vertido es 0,639 m y a ella se suman las pérdidas de carga por la conducción cuando circula el caudal provocado por la avenida de proyecto y las pérdidas que se producen el filtro.

El caudal circulante por la conducción es 0,43 m³/s, según el análisis realizado en el apéndice 9.2. Este caudal circulando por las dos conducciones, da unas pérdidas de carga absolutamente despreciables: $3 \cdot 10^{-4}$ m

Si se suponen las máximas pérdidas de carga en la batería de filtros, se tiene:

$$NAP = 474,00 + 0,639 + 0,15 = 474,789 \text{ m}$$

Nivel avenida extrema:

Procede indo de la misma forma, las pérdidas en el conducto para un caudal de 0,66 m³/s, vuelven a ser básicamente nulas: $6,9 \cdot 10^{-4}$ m.

De nuevo los filtros se suponen con su pérdida de carga máxima: Por tanto:

$$NAE = NMV = 474,00 + 0,639 + 0,15 = 474,789 \text{ m}$$

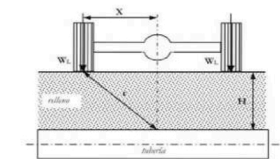
Para ambas avenidas, el resguardo frente a la coronación de balsa es de 0,518 m y frente al elemento rígido protector (New Jersey) es de 1,518 m.

Es decir, el nivel de la avenida de proyecto más el viento normal supera en algo menos de 2 cm el resguardo si se considera solo la coronación de la presa y no el elemento rígido (New Jersey). Y, además, se da la paradoja que cumple con el resguardo para la avenida extrema tan solo considerando el elemento rígido, debido a la mínima entidad de las avenidas en la balsa.

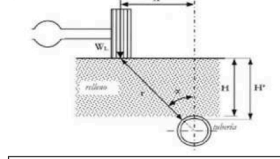
ANEXO I.- CÁLCULOS MECÁNICOS DE LA CONDUCCIÓN DE LLENADO-VACIADO

CÁLCULO MECÁNICO DE TUBERÍAS DE ACERO S275-UNE CON ESPESOR OPTIMIZADO CON ESCALONES DE 0,5 MM

	DN2540 esp=20 PN-25 Hr=1,5	DN2540 esp=20 PN-25 Hr=3	DN2540 esp=20 PN-25 Hr=4																														
RESUMEN RESULTADOS																																	
HIPÓTESIS-I: PRESIÓN INTERIOR POSITIVA	si	si	si																														
HIPÓTESIS-II: FLEXIÓN TRANSVERSAL (deformación máx. a acciones exteriores)	si	si	si																														
HIPÓTESIS-III: PANDEO TRANSVERSAL. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	si	si	si																														
CARACTERÍSTICAS GENERALES																																	
MATERIALES																																	
Díametro exterior (D _e)	mm	2.540,00	2.540,00																														
Espeor mínimo por condición de esbeltez X% =Díametro/esp <200	0,60%	15,24	15,24																														
Espeor de cálculo (normalizado s'/norma UNE 10224)	mm	20,00	20,00																														
Díametro interior (D _i)	mm	2.500,00	2.500,00																														
Díametro medio (D _m)	mm	2.520,00	2.520,00																														
Materia de la conducción		Acero S355	Acero S355																														
Módulo de elasticidad del tubo (E)	MPa	210.000,00	210.000,00																														
Materia de la conducción		Acero S355	Acero S355																														
G1=Coef seguridad tensión admisible (30-50%)		50%	50%																														
Tensión admisible (σ _{adm})=G1* R _{min}	MPa	172,50	172,50																														
Coeficiente de Poisson (ν)		0,30	0,30																														
PRESIÓN																																	
Presión máx. (1Atm=0,1 Mpa=10 mca; 1 Bar=0,1Mpa)	MPa	2,50	2,50																														
Depresión por golpe de ariete =Pv	MPa	0,012	0,012																														
TUBOS ENTERRADOS																																	
CONDICIONES DE INSTALACIÓN																																	
Colocación (Z= Zanja; E= Entibada)		Z	Z																														
Altura de cobertura (h) s/clave tubería	m	1,50	3,00																														
Talud V/H		1,50	1,50																														
s=Separación tubo-zanja (m)		0,60	0,60																														
B=Ancho de zanja (m)	m	3,54	3,54																														
Angulo apoyo α		120,00	120,00																														
Semiángulo de apoyo de la tubería	rad	1,05	1,05																														
Tipo de suelo																																	
Grupo de suelo		SC4	SC4																														
Tipo de compactado: B= Baja (<85%); M= Moderada (85-95% PN); A= Alta (>95%)		B	B																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de terreno</th> <th>Nula</th> <th>Compactación Ligera <85% Proctor <40%</th> <th>Moderada 85-95% Proctor <70%</th> <th>Alta >95% Proctor >70%</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SC1</td> <td>0,90</td> <td>20,70</td> <td>20,70</td> <td>20,70</td> </tr> <tr> <td>SC2</td> <td>1,40</td> <td>6,90</td> <td>13,80</td> <td>20,70</td> </tr> <tr> <td>SC3</td> <td>0,69</td> <td>2,80</td> <td>6,90</td> <td>13,80</td> </tr> <tr> <td>SC4</td> <td>0,34</td> <td>1,40</td> <td>2,80</td> <td>6,90</td> </tr> <tr> <td>SC5</td> <td colspan="4">Requiere análisis especial de ingeniería para determinar la densidad requerida, el contenido de humedad y el grado de compactación.</td> </tr> </tbody> </table>				Tipo de terreno	Nula	Compactación Ligera <85% Proctor <40%	Moderada 85-95% Proctor <70%	Alta >95% Proctor >70%	SC1	0,90	20,70	20,70	20,70	SC2	1,40	6,90	13,80	20,70	SC3	0,69	2,80	6,90	13,80	SC4	0,34	1,40	2,80	6,90	SC5	Requiere análisis especial de ingeniería para determinar la densidad requerida, el contenido de humedad y el grado de compactación.			
Tipo de terreno	Nula	Compactación Ligera <85% Proctor <40%	Moderada 85-95% Proctor <70%	Alta >95% Proctor >70%																													
SC1	0,90	20,70	20,70	20,70																													
SC2	1,40	6,90	13,80	20,70																													
SC3	0,69	2,80	6,90	13,80																													
SC4	0,34	1,40	2,80	6,90																													
SC5	Requiere análisis especial de ingeniería para determinar la densidad requerida, el contenido de humedad y el grado de compactación.																																
Módulo de elasticidad del suelo (E _s). Criterios generales : Buena compactación = 5 Mpa; Compactación media = 2MPa; Mala compactación =1 Mpa	MPa	5,00	5,00																														
Peso específico del terreno (γ _d) (18-20 KN/m3)	kN/m ³	18,00	18,00																														
Coeficiente de Poisson (ν _s)		0,30	0,30																														
K' _u = s'/tabla		0,12	0,12																														
Coeficiente de cizalladura (k _s) (Valor general=0,15)		0,15	0,15																														
Entibación																																	
Presencia de blindaje		No	No																														
Espeor de blindaje	m	0,00	0,00																														
B=D+2b+1.0 para Dn > 600 mm		3,54	3,54																														
(B-D)/b		0,00	0,00																														
K2 entibación		n/a	n/a																														
Coeficiente de presión horizontal (k ₂) (zanja=0,35; Entibación s'/ tabla)		0,35	0,35																														
Presencia freática																																	
Profundidad de agua desde terreno	m	1,50	1,50																														
Altura de agua s/ clave del tubo	m	0,00	1,50																														
EFECTOS DE CARGAS																																	
A) HIPÓTESIS DE CÁLCULO																																	
COMPORTEAMIENTO DE LA TUBERÍA																																	
Momento de inercia a flexión (I)	mm ⁴	732,60	732,60																														
Rigidez anular (R _a)	kN/m ²	9,61	9,61																														
Índice de rigidez (S)		71,44	71,44																														
Criterio de rigidez (R)		-0,09	-0,09																														
Flexible?		(C. flexible)	(C. flexible)																														
CARGAS																																	
Coeficiente de mayoración de cargas (C)		1,00	1,00																														
Coeficiente de Marston (C _m) (Para el caso de conducciones flexibles, el valor del coeficiente de concentración es igual a uno (C=1), y para el caso de conducciones rígidas, el coeficiente se calculará con ayuda del modelo de Marston, con las consideraciones de la instalación en zanja o en terraplén según el caso)		1,00	1,00																														
Carga hidrostática:																																	
Hw= altura de NF s/ clave tubería	m	0,00	1,50																														
&w=Densidad del agua	kN/m ³	10,00	10,00																														
Cargas verticales de agua (q _a)	kN/m ²	0,00	15,00																														
Cargas verticales de agua (q _a)	kN/m	0,00	9,84																														
Carga del terreno:																																	
F=Factor de flotación=1-0,33 Hw/Hr		1,00	0,84																														
qt*F=Cargas verticales de relleno (q _r)=C*Hr*γt*F	kN/m ²	27,00	45,09																														
qt*F=Carga vertical del relleno	kN/m	68,58	114,53																														
Carga de tráfico																																	
Caso-I:																																	



Tipo de tráfico (ligero=160; Medio =390; Pesado=600)	KN	600,00	600,00	600,00
Ancho eje rueda = 2X		2,50	2,50	2,50
Nº ejes		3,00	3,00	3,00
Coeficiente de impacto (C _i) =1+0,3/hr (de 1,0 a 1,5 función del pavimento)		1,00	1,00	1,00
Hr= Altura tierras s/ clave tubería	m	1,50	3,00	4,00
Carga puntual ruedas	KN	100,00	100,00	100,00
r=distancia al punto de aplicación (m)	m	1,95	3,25	4,19
Sobrecargas de tráfico (q _{tr}) caso I	kN/m ²	5,68	3,56	2,36
Sobrecargas de tráfico (q _{tr}) caso II	kN/m	14,42	9,03	6,00
Caso-II:				



X= distancia a eje tubería		0,00	0,00	0,00
Ancho eje rueda = 2X		2,50	2,50	2,50
Nº ejes		3,00	3,00	3,00
Hr= Altura tierras s/ clave tubería	m	1,50	3,00	4,00
Carga puntual ruedas	KN	100,00	100,00	100,00
r=(k ² *2*(H+D)/2) ² +0,5*D/2		1,95	3,00	4,00
Sobrecargas de tráfico (q _{tr}) caso II	kN/m ²	21,23	5,31	2,99
Sobrecargas de tráfico (q _{tr}) caso I	kN/m	53,93	13,48	7,58
Sobrecargas de tráfico (q _{tr}) adoptada = max (Qt caso-I, qtc-casoll)	kN/m	53,93	13,48	7,58

Depresión			
Pv= depresión debido a posible golpe de ariete	kN/m ²	12,00	12,00
Cargas totales			
Presión vertical (q _v)=qa+qt*F+qtc	kN/m ²	48,23	65,40
Presión vertical (q _v)=qa+qt*F+qtc	kN/m	122,51	166,11
Presión horizontal (q _h) = k2*qv	kN/m	42,88	58,14
Presión exterior total (q _e) =qv+Pv	kN/m ²	60,23	77,40
Presión exterior total (q _e) =qv+Pv	kN/m	152,99	196,59

RESULTADOS DEL CÁLCULO			
HIPÓTESIS-I: PRESIÓN INTERIOR POSITIVA			
Tensión admisible (σ _{adm})	MPa	172,50	172,50
Presión resistida (P _r) =PMA (Presión máx. de diseño)	Atm	27,17	27,17
Presión máxima de trabajo (P _t)	Atm	25,00	25,00
Cumple?		si	si
emin=	mm	18,41	18,41
HIPÓTESIS-II: FLEXIÓN TRANSVERSAL (deformación máx. a acciones exteriores)			
D1= Coef. Deformación diferida. d1 = Es el factor que tiene en cuenta las deformaciones que aumentan con el tiempo y se puede considerar uno utilizando un módulo de reacción del terreno apropiado y un módulo de elasticidad a largo plazo. Con este valor se considera la reducción de volumen que, a lo largo del tiempo, va a tener el terreno de los laterales. Dicho valor oscila entre 1 y 1,5 y se suele tomar igual a 1,2.		1,20	1,20
Coeficiente de deformación (k _s)		0,09	0,09
qt(terras)+qtc(tráfico)	N/m	122.507,81	150.641,95
Módulo de elasticidad del tubo (Et)	N/m ²	2,1.E+11	2,1.E+11
I=π*3/12 momento de inercia transversal por unidad de longitud de la pared de la tubería	m ³	7,3.E-07	7,3.E-07
Módulo de elasticidad del suelo (Es)	N/m ²	5,0.E+06	5,0.E+06
d= deformación transversal	m	0,03420	0,04206
Ovalización vertical calculada (O _v)	%	1,36%	1,67%
Ovalización vertical calculada (O _v)	%	1,35%	1,83%
Ovalización máxima admisible (O _{adm}) : 5% para tubería con revestimiento interior y exterior flexible; 3-4% para tubería con revestimiento exterior flexible e interior de mortero; 2% para tubería con revestimiento interior y exterior de mortero	%	4,00%	4,00%
Seguridad calculada		2,95	2,40
Cumple?		si	si
emin=	mm		
HIPÓTESIS-III: PANDEO TRANSVERSAL. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA			
Módulo de elasticidad del tubo (Et)	N/m ²	2,1.E+11	2,1.E+11
I=π*3/12 momento de inercia transversal por unidad de longitud de la pared de la tubería	m ³	6,7.E-07	6,7.E-07
Módulo de elasticidad del suelo (Es)	N/m ²	5,0.E+06	5,0.E+06
HD		0,59	1,18
B= Coeficiente		0,04	0,06
F=Factor de flotación=1-0,33 Hw/Hr		1,00	0,84
Presión crítica de pandeo (P _c)	kN/m ²	238,27	277,22
Presión exterior total (q _e)	kN/m ²	60,23	77,40
Cs=Seguridad mínima admisible		3,96	3,58
Cs mínimo (Función de la relación H/D=>2,5 o 3,0)		3,00	2,50
Cumple?		si	si