



ANEJO 0.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE SOLUCIONES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

1.2. Objeto y alcance del estudio

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE SOLUCIONES

2.1. Alternativa 1

2.1.1. Captación 1

2.1.2. Transporte 1

2.1.3. Entrega 1

2.2. Alternativa 2

2.2.1. Captación 2

2.2.2. Transporte 2

2.2.3. Entrega 2

- *Tabla 24. Calado recomendable del depósito.*
- *Tabla 26. Dimensiones del depósito.*
- *Tabla 27. Dimensiones de la cimentación del depósito.*
- *Tabla 28. Ubicación azud A2.*
- *Tabla 29. Altura de la lámina de agua sobre coronación A2.*
- *Tabla 30. Formulación resalto hidráulico A2.*
- *Tabla 31. Características del cauce A2.*
- *Tabla 32. Obtención del calado aguas abajo del cuenco amortiguador A2.*
- *Tabla 33. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa A2.*
- *Tabla 34. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NMN A2.*
- *Tabla 35. CDS NMN A2.*
- *Tabla 36. CSH NMN A2.*
- *Tabla 37. Núcleo central NMN A2.*
- *Tabla 38. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NAP A2.*
- *Tabla 39. CSD NAP A2.*
- *Tabla 40. CSH NAP A2.*
- *Tabla 41. Núcleo central NAP A2.*
- *Tabla 42. Dimensionamiento del canal.*
- *Tabla 43. Dimensiones de la sección del canal.*
- *Tabla 44. Determinación del volumen del tanque de carga.*
- *Tabla 45. Características de la conducción A1.*

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Ubicación azud A1.*
- *Tabla 2. Altura de la lámina de agua sobre coronación A1.*
- *Tabla 3. Formulación resalto hidráulico A1.*
- *Tabla 4. Características del cauce A1.*
- *Tabla 5. Cálculo del calado aguas abajo del cuenco amortiguador A1.*
- *Tabla 6. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa A1.*
- *Tabla 7. Avenidas recomendadas para el diseño.*
- *Tabla 8. Coeficientes de seguridad.*
- *Tabla 9. Formulación comprobaciones.*
- *Tabla 10. Propiedades geotécnicas del estrato competente.*
- *Tabla 11. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos A1.*
- *Tabla 12. CSD A1.*
- *Tabla 13. CSH A1.*
- *Tabla 14. Núcleo central A1.*
- *Tabla 15. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NAP A1.*
- *Tabla 16. CSD NAP A1.*
- *Tabla 17. CSH NAP A1.*
- *Tabla 18. Núcleo central NAP A1.*
- *Tabla 20. Diámetros normalizados. CEDEX*
- *Tabla 21. Características de la conducción A1.*
- *Tabla 22. Cálculo de las pérdidas unitarias por fricción A1.*
- *Tabla 23. Cálculo de potencias en la estación de bombeo.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Longitud del resalto hidráulico para T= 100 años A1.*
- *Figura 2. Perfil transversal de la cerrada A1.*
- *Figura 3. Esquema de solicitaciones sobre cuerpo de presa.*
- *Figura 4. Transporte alternativa 1.*
- *Figura 5. Elección del material de la conducción. CEDEX.*
- *Figura 6. Espesores recomendados para tubos de acero. CEDEX.*
- *Figura 8. Sección tipo de la conducción. CEDEX.*
- *Figura 9. Línea piezométrica A1.*
- *Figura 10. Situación del depósito. Terrasit.*
- *Figura 11. Longitud del resalto hidráulico para T= 100 años A2.*
- *Figura 12. Perfil transversal de la cerrada A1.*
- *Figura 13. Transporte alternativa 2.*
- *Figura 14. Línea piezométrica A2.*



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

En el presente anejo se va a llevar a cabo un predimensionamiento de las dos alternativas para poder realizar un Estudio de Soluciones adecuado más adelante y decidir cuál de ellas es más viable.

En este trabajo se estudian las posibles opciones de captación, transporte y entrega de cada alternativa a partir de un diseño previo no demasiado riguroso, pero con la suficiente concreción como para que de él se puedan extraer unas conclusiones que garanticen una decisión adecuada.

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de estudio de este anejo es el predimensionamiento de las soluciones , el modelo correspondiente a este dimensionado previo es la base para determinar más adelante el diseño final de la alternativa escogida.

El alcance de este anejo abarca:

- Diseño previo y comprobación de la obra de captación para cada alternativa.
- Diseño previo y comprobación de la obra de transporte para cada alternativa.
- Diseño previo y comprobación de la obra de entrega para cada alternativa.

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE SOLUCIONES

2.1. Alternativa 1

2.1.1. Captación 1

La obra de captación para la alternativa 1 se corresponde con una azud de derivación de hormigón en masa cuyo principio estructural es la acción de la gravedad. La función principal de este tipo de infraestructura hidráulica es la de elevar el nivel de un río con el fin de derivar parte del caudal a una obra de transporte adyacente.

Las coordenadas que localizan el emplazamiento de la obra de captación se muestran en la *Tabla 1*:

Coordenadas UTM		Coordenadas Geográficas	
X	Y	Longitud	Latitud
710565.7793357	4380481.1052392	00°32'57.90"W	00°32'57.90"W

Tabla 1. Ubicación azud A1.

El estudio del azud puede dividirse en varias partes con el fin de facilitar el análisis del conjunto:

- 1) Aliviadero
- 2) Cuenco amortiguador

- 3) Cuerpo de presa
- 4) Comprobaciones de estabilidad
 - 4.1. Situación Normal de Explotación (N.M.N)
 - 4.2. Situación Accidental o de Proyecto (N.A.P.)
 - 4.3. Situación Extrema (N.A.E.)

A continuación se procede al diseño previo de la captación 1 según las partes indicadas anteriormente:

1) Aliviadero

El azud de derivación consta de un aliviadero de labio libre a lo largo de toda su línea de coronación, el perfil hidráulico escogido para llevarlo a cabo es el conocido Perfil Creager, el cual garantiza la adherencia de la lámina de agua al paramento de la azud ya que este sigue la trayectoria de la curva que trazaría la lámina de agua cayendo a lámina libre, consiguiendo una presión sobre el paramento ligeramente positiva pero insignificante.

Para el cálculo de este perfil se utiliza el Perfil Creager Unitario, éste perfil de referencia se utiliza para obtener cualquier perfil del mismo tipo con dimensiones directamente proporcionales a las indicadas en función de los requerimientos del proyectista.

El trazado de la conducción en presión conlleva unas pérdidas las cuales condicionarán la cota del embalse, de modo que la línea piezométrica se mantenga siempre por encima de la línea geométrica de la conducción. A partir de esta cota, con la ayuda del programa ArcGis 10.2 se pueden determinar las características del embalse generado y la longitud de la cerrada.

Para el dimensionamiento de la azud es importante conocer el caudal para la Avenida de Proyecto del río Turia en el tramo de estudio, en el Anejo 0.1. Cálculos Hidrológicos se ha determinado un caudal de 2270 m³/s. La estación de aforos 8023 de la Confederación Hidrográfica del Júcar situada aguas arriba en el T.M. de Villamarchante indica que el caudal medio del río Turia en el tramo de estudio tiene un valor de 11,649 m³/s.

En primer lugar se realiza un cálculo que permite estimar la altura de agua sobre la coronación de la azud en función del caudal, la longitud coronación y el coeficiente de desagüe del aliviadero. El coeficiente de desagüe escogido es 2,09, dado que se considera un valor adecuado para el Perfil Creager. Se obtiene la altura de agua sobre coronación en la *Tabla 2* para el caudal medio y el caudal de la Avenida de Proyecto (T= 100 años) con la siguiente formulación.

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{C_d * L}\right)^2}$$

Cd	2,09	L (m)	95
Q (m³/s)		H (m)	
11,64		0,15	
2270		5,08	

Tabla 2. Altura de la lámina de agua sobre coronación A1.

Las dimensiones del aliviadero se calcularán en función del producto de la altura sobre coronación para el caudal de proyecto y el Perfil Creager Unitario. Se estima una anchura de aliviadero en coronación de 0,3 m.

2) Cuenco amortiguador

Para el diseño previo del cuenco amortiguador es necesario conocer algunas dimensiones relativas al embalse y el cuerpo de presa. Como ya se ha mencionado, la conducción en presión tiene unas pérdidas que pueden comprometer el comportamiento hidráulico de la infraestructura, por lo que es necesario dotarla de una altura de agua en cabecera adecuada. La cota necesaria de embalse ha sido determinada en el apartado *Transporte 1* de este anejo y es de 68 msnm.

El predimensionamiento del cuenco amortiguador consiste en definir sus dimensiones en las tres direcciones del espacio, más adelante si corresponde se llevará a cabo un diseño más exhaustivo de la solución.

En primer lugar se procede a definir la longitud y el espesor del cuenco:

- La longitud del cuenco se considera igual a la longitud de coronación, 95m.
- El espesor del cuenco se ha estimado a partir de una serie de supuestos y recomendaciones, resultando un espesor total de 0,5.

Para determinar la anchura del cuenco amortiguador es necesario conocer la longitud del resalto hidráulico que en él se produce como consecuencia del cambio de régimen rápido a lento, ya que la anchura del cuenco deberá ser tal que pueda contener a dicho resalto. Para ello es necesario conocer los calados y velocidades en las secciones de aguas arriba y aguas abajo del resalto.

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2} \right)} \\ y_1 &= \frac{Q_m}{(v * L_{\text{coronación}})} \end{aligned} \right\} F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

Donde:

- Y_1 : Calado aguas arriba del resalto hidráulico.
- V_1 : Velocidad aguas arriba del resalto hidráulico.
- Y_2 : Calado aguas abajo del resalto hidráulico.
- V_2 : Velocidad aguas abajo del resalto hidráulico.
- Z : Incremento de altura entre la cota del cuenco y el embalse.
- H : Altura del embalse sobre coronación.
- F_1 : Número de Froude aguas arriba del resalto hidráulico.

Una vez conocido el Número de Froude se puede proceder a determinar la longitud del resalto hidráulico a partir de la *Figura 1* (GT nº5 Aliviaderos y desagües. CNEGP). Este gráfico permite conocer la relación entre la longitud del resalto (L) y el calado

aguas abajo del cuenco amortiguador (y_2) a partir del Número de Froude de la sección inmediatamente aguas arriba del resalto (F_1).

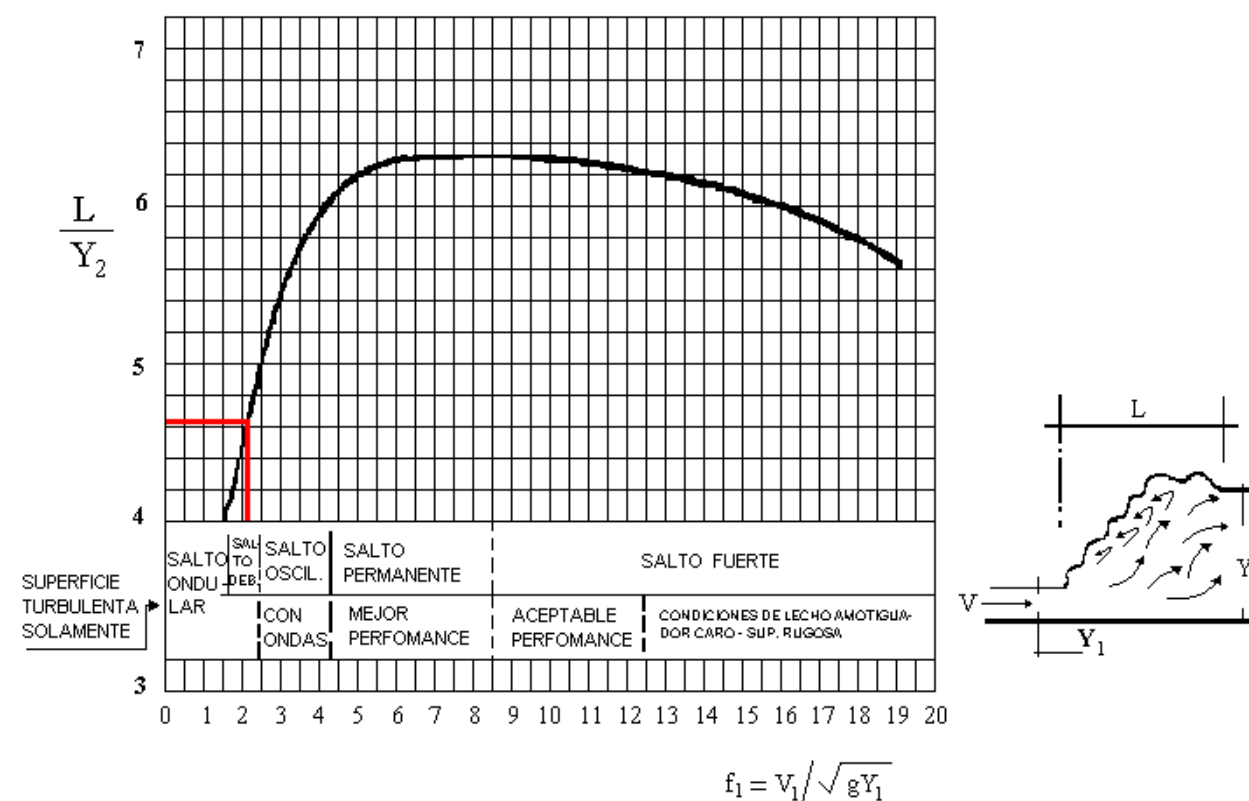


Figura 1. Longitud del resalto hidráulico para $T = 100$ años A1.

Para conocer el calado aguas abajo del resalto hidráulico (y_2) se utiliza la siguiente expresión:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_1^2} - 1)$$

A continuación se muestra la *Tabla 3* con los valores utilizados en la formulación y los resultados obtenidos:

Y_1 (m)	2,29
V_1 (m/s)	10,42
Y_2 (m)	6,09
V_2 (m/s)	0,51
Z (m)	8,08
H (m)	5,08
F_1	2,2
$L_{\text{coronación}}$ (m)	95

L/y_2	4,61
$L_{\text{resalto}} \text{ (m)}$	28

Tabla 3. Formulación resalto hidráulico A1.

Por lo tanto se tomará una anchura de cuenco amortiguador igual a 28 m.

También es necesario conocer el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_3) para obtener la distribución de ley de subpresiones sobre los cimientos del azud. Para esto se estudia la sección transversal del cauce aguas abajo del cuenco amortiguador y algunas de sus características como su pendiente longitudinal y su rugosidad (Tabla 4, Figura 2):

Pendiente longitudinal	0,0027
Rugosidad	0,033
Inclinación talud estribo izquierdo (°)	26,5
Inclinación talud estribo derecho (°)	31

Tabla 4. Características del cauce A1.

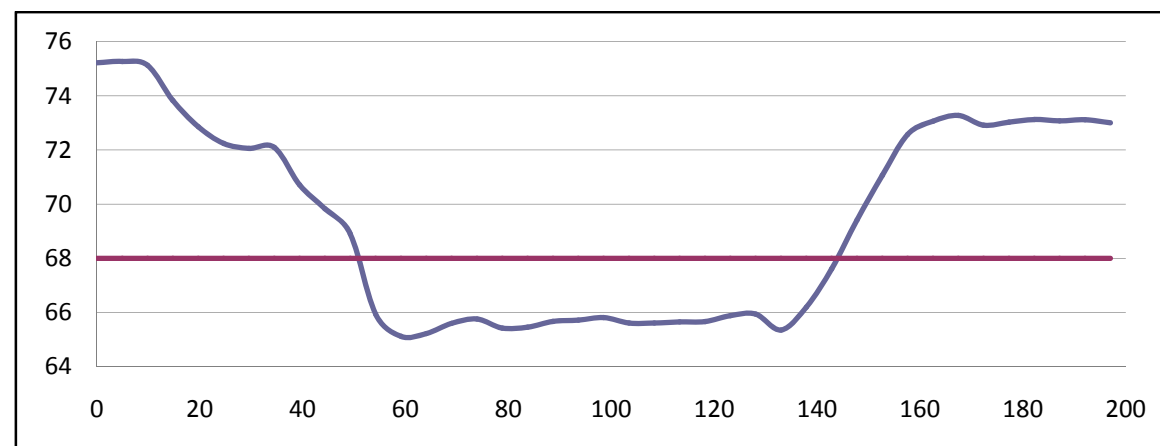


Figura 2. Perfil transversal de la cerrada A1.

Se modeliza la sección natural del cauce como una sección trapezoidal que permite ejecutar los cálculos de forma sencilla:

Área (en metros cuadrados)

$$A = (b + z \cdot h) \cdot h$$

Ancho Superficial (en metros)

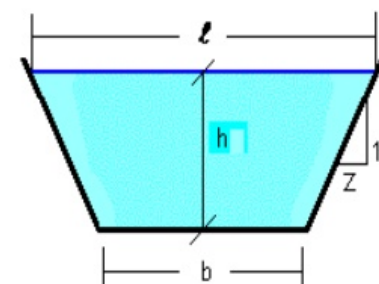
$$l = b + 2 \cdot z \cdot h$$

Profundidad Hidráulica (en metros)

$$h_m = \frac{h \cdot (b + z \cdot h)}{b + 2 \cdot z \cdot h}$$

Perímetro Mojado (en metros)

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + z^2}$$



Radio Hidráulico

$$R_H = \frac{(b + z \cdot h) \cdot h}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + z^2}}$$

La formulación a partir de la cual se determina el calado inmediatamente aguas abajo del cuenco es la siguiente:

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{Q}{S_m}$$

A continuación se muestra la Tabla 5 con los valores utilizados en la formulación y los resultados obtenidos:

Q (m³/s)	11,64
I	0,0027
n	0,033
b (m)	75
l=B (m)	75,87
z	1,75
h=y ₃ (m)	0,25
Pm (m)	76
S _m (m²)	18,86
V (m/s)	0,61
R _H (m)	0,24

Tabla 5. Cálculo del calado aguas abajo del cuenco amortiguador A1.

La determinación de la ley de subpresiones se calcula en función del mayor de los calados entre el de aguas abajo del resalto hidráulico (y_2) y el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_3). En este caso se corresponde con el de aguas abajo del cuenco amortiguador y_3 , con 0,25 m.

3) Cuerpo de presa

A continuación se procede a la definición de las características geométricas de la sección del cuerpo de presa en función de la cota de embalse requerida, la cota del terreno y el espesor de los cimientos estimado.

La altura de la cimentación se ha determinado en función de la profundidad del estrato calizo competente en la cerrada que se encuentra aproximadamente a 1,5 metros por debajo de la cota del lecho del río.

Los taludes elegidos para el diseño de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo del cuerpo del azud han sido tomados de las recomendaciones de las Guías Técnicas de Seguridad de Presas.

En la Tabla 5 se muestran las dimensiones de la sección del cuerpo de presa.

Cota embalse (msnm)	68,15
Cota de coronación (msnm)	68
Cota terreno (msnm)	65
Cota de cimientos (msnm)	63,50
Altura de azud sobre cimientos (m)	3
Altura de cimientos (m)	1,50
Altura total azud (m)	4,50
Anchura coronación (m)	0,30
Anchura base (m)	5,70
Talud paramento aguas arriba	0,06H:1V
Talud paramento aguas abajo	1,75H:1V

Tabla 6. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa A1.

4) Comprobaciones de estabilidad

El siguiente paso consiste en el cálculo de las acciones exteriores que solicitan a la infraestructura y la comprobación de estabilidad para dichas solicitaciones frente al deslizamiento y el hundimiento en las situaciones de cálculo pertinentes (Figura 3). El cuenco amortiguador no se considera en dichos cálculos.

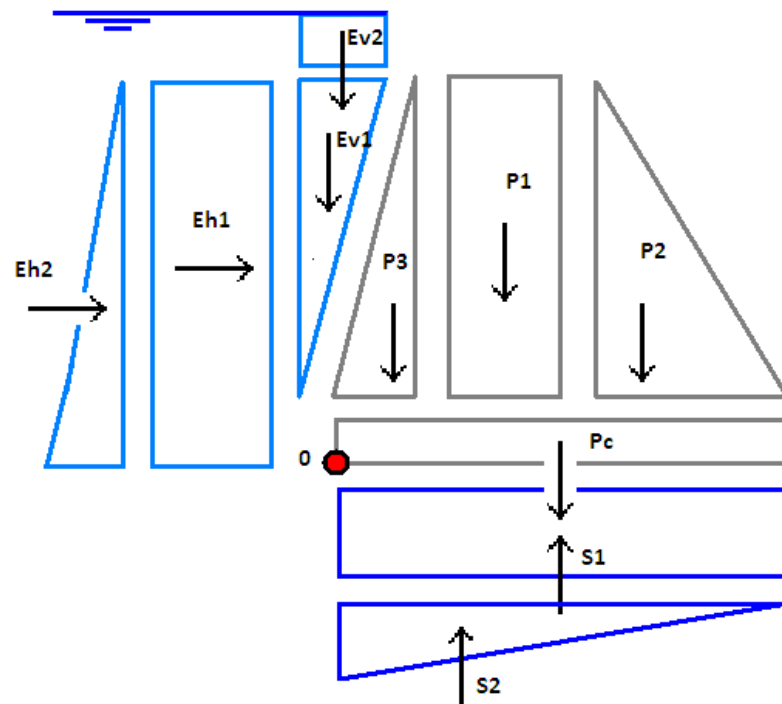


Figura 3. Esquema de solicitaciones sobre cuerpo de presa.

Se consideran las acciones más representativas: empujes hidrostáticos, peso y subpresión. Las situaciones o niveles de agua para la comprobación de estabilidad son tres:

- Situación Normal de Explotación (N.M.N.)
- Avenida de Proyecto (N.A.P.)
- Avenida Extrema (N.A.E.)

Se trata de una presa de Categoría C, corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas (Tabla 6).

AVENIDAS RECOMENDADAS PARA EL DISEÑO		
PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS		
CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
C	100	100-500

Tabla 7. Avenidas recomendadas para el diseño.

Las comprobaciones a realizar son las de estabilidad frente al deslizamiento, estabilidad frente al hundimiento y paso de la resultante por el núcleo central, y los coeficientes de seguridad mínimos exigidos son los expuestos en la Tabla 8:

SITUACIÓN	Clasificación de la presa
	C
NORMAL	1,4
ACCIDENTAL	1,1
EXTREMA	>1

Tabla 8. Coeficientes de seguridad.

El cálculo de los coeficientes de seguridad se realizan a partir de las expresiones de la Tabla 9:

DESPLAZAMIENTO	HUNDIMIENTO
$CSD = \frac{MRHM}{Rh} = \frac{(Ev + P1 + P2 + P3 + Pc - S1 - S2) \times \tan \theta + C \times B}{Eh1 + Eh2}$	$CSH = \frac{qv}{\sigma_{max}}$

Tabla 9. Formulación comprobaciones.

Para el cálculo del CSD y el CSH es necesario conocer el terreno y algunas de sus propiedades, concretamente la capacidad portante (qv), el ángulo de rozamiento interno (θ) y la cohesión (C) (Tabla 10).



Ángulo de rozamiento interno (º)	40
Cohesión (kN/m ²)	50
Capacidad portante (kN/m ²)	4000

Tabla 10. Propiedades geotécnicas del estrato competente.

El plano del cimiento se apoya sobre un terreno de cantos y gravas, con una capacidad portante de 4000 kN/m², una cohesión de 50 kN/m² y un ángulo de rozamiento interno de 40º.

4.1. Situación Normal de Explotación

Para la comprobación de estabilidad en situación normal se calculan las solicitaciones sobre el cuerpo del azud con el caudal normal de explotación de la captación que tiene un valor de 11,649 m³/s.

Las solicitaciones debidas a la situación de diseño normal con el caudal considerado se muestran en la Tabla 11:

SITUACIÓN NORMAL		FUERZAS	EXCENTRICIDADES	MOMENTOS
Peso de azud sobre cimientos (kN/m)	P ₁	22,50	0,33	7,42
	P ₂	196,87	2,21	435,58
	P ₃	6,75	0,12	0,81
Peso cimientos (kN/m)	P _c	316,68	3,01	954,81
Empuje hidrostático horizontal (kN/m)	E _{H1}	4,50	1,50	6,75
	E _{H2}	45	0,99	44,55
	E _{V1}	2,70	0,05	0,16
	E _{V2}	0,27	0,09	0,36
Empuje subpresión (kN/m)	S ₁	14,32	3,01	43,18
	S ₂	78,78	0,99	78,38

Tabla 11. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NMN A1.

A continuación se realizan las comprobaciones:

Deslizamiento

Fh máximo (kN/m)	379,83
ΣEh (kN/m)	49,50
CSD	7,67

Tabla 12. CSD NMN A1.

El Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento es superior a 1,4, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento (Tabla 12).

Hundimiento

La tensión de comparación (σ_{max}) será la mayor de las tensiones en el plano de contacto cimiento-terreno, se estima a partir de la siguiente expresión:

$$\pm \sigma = \frac{(Ev + P - S)}{B} + \frac{(Ev + P - S) \times e}{\frac{B^3}{12}} \times \left(\pm \frac{B}{2}\right)$$

qv (kN/m ²)	4000
+σ (kN/m ²)	25,48
-σ (kN/m ²)	21,97
σ máximo (kN/m ²)	25,48
CSH	156,94

Tabla 13. CSH NMN A1.

El Coeficiente de Seguridad al Hundimiento es superior a 1,1, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento (Tabla 13).

Núcleo Central

El paso de la resultante por el núcleo central garantiza que no se produzcan tracciones en la base del cimiento. El núcleo central se encuentra en la franja del cimiento correspondiente a una distancia de $\pm \frac{B}{6}$ del centro de gravedad del plano de cimentación.

Para obtener el punto de paso de la resultante en el cimiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$Xr = \frac{\sum X \times F}{Rv} = \frac{\sum X \times F}{(Ev + P1 + P2 + P3 + Pc - S1 - S2)}$$

$$e = Xr - \frac{B}{2}$$

$$0 < e < \pm \frac{B}{6}$$

Xr (m)	2,93
±B/6 (m)	±0,95
e (m)	0,07

Tabla 14. Núcleo central NMN A1.

La resultante pasa por el núcleo central, por lo tanto se cumple la comprobación que garantiza que no hay tracciones en el plano de contacto entre el cimiento y el terreno (Tabla 14).

4.2. Situación Accidental o de Proyecto

Para la comprobación de estabilidad en situación accidental o de proyecto se calculan las solicitaciones sobre el cuerpo del azud para el caudal correspondiente a la Avenida de Proyecto con un periodo de retorno de T= 100 años que tiene un valor de 2270 m³/s.

Las solicitaciones debidas a la situación de diseño normal con el caudal considerado son las siguientes:

SITUACIÓN NORMAL		FUERZAS	EXCENTRICIDADES	MOMENTOS
Peso de azud sobre cimientos (kN/m)	P ₁	22,50	0,33	7,42
	P ₂	196,87	2,21	435,58
	P ₃	6,75	0,12	0,81
Peso cimientos (kN/m)	P _c	316,68	3,01	954,81
Empuje hidrostático horizontal (kN/m)	E _{H1}	152,40	1,50	228,6
	E _{H2}	45	0,99	44,55
	E _{V1}	2,70	0,05	0,16
	E _{V2}	9,14	0,09	9,23
Empuje subpresión (kN/m)	S ₁	14,32	3,01	43,18
	S ₂	78,78	0,99	78,38

Tabla 15. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NAP A1.

A continuación se realizan las comprobaciones:

Deslizamiento

Fh máximo (kN)	387,28
ΣEh (kN)	197,40
CSD	1,96

Tabla 16. CSD NAP A1.

El Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento es superior a 1,4, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

Hundimiento

La tensión de comparación (σ_{max}) será la mayor de las tensiones en el plano de contacto cimiento-terreno, se estima a partir de la siguiente expresión:

$$\pm \sigma = \frac{(Ev + P - S)}{B} + \frac{(Ev + P - S) \times e}{\frac{B^3}{12}} \times \left(\pm \frac{B}{2} \right)$$

qv (kN/m ²)	4000
+σ (kN/m ²)	38,88
-σ (kN/m ²)	11,67
σ máximo (kN/m ²)	38,88
CSH	102,85

Tabla 17. CSH NAP A1.

El Coeficiente de Seguridad al Hundimiento es superior a 1,1, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

Núcleo Central

El paso de la resultante por el núcleo central garantiza que no se produzcan tracciones en la base del cimiento. El núcleo central se encuentra en la franja del cimiento correspondiente a una distancia de $\pm \frac{B}{6}$ del centro de gravedad del plano de cimentación.

Para obtener el punto de paso de la resultante en el cimiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$Xr = \frac{\sum X \times F}{Rv} = \frac{\sum X \times F}{(Ev + P1 + P2 + P3 + Pc - S1 - S2)}$$

$$e = Xr - \frac{B}{2}$$

$$0 < e < \pm \frac{B}{6}$$

Xr (m)	3,37
±B/6 (m)	±0,95
e (m)	0,51

Tabla 18. Núcleo central NAP A1.

La resultante pasa por el núcleo central, por lo tanto se cumple la comprobación que garantiza que no hay tracciones en el plano de contacto entre el cimiento y el terreno.

4.3. Situación Extrema

Para la comprobación de estabilidad en situación extrema se considera la Avenida Extrema con un periodo de retorno de T= 100 años. Dado que es el mismo periodo de retorno que el considerado en la Situación Accidental o de Proyecto no es necesario realizar los cálculos otra vez.

2.1.2. Transporte 1

El trazado de la tubería discurre desde la captación en el embalse generado por la azud de derivación hasta la ETAP La Presa. Se proyecta una estación de bombeo en la margen derecha de dicho embalse a partir de la cual se impulsa el agua hasta la cota 101 msnm junto a la traza del ferrocarril de FGV Valencia - Riba-Roja del Turia.

El trazado del ferrocarril sirve de eje de apoyo para disponer con relativa sencillez constructiva la tubería junto a la traza del mismo hasta las inmediaciones de la ETAP, además se evita cruzar los suelos urbanos y se minimiza el área de expropiaciones en los campos de cultivo colindantes (Figura 4).



Figura 4. Transporte alternativa 1.

Para la definición del material que conforma la conducción en presión se consideran varias posibilidades.

La conducción de fundición dúctil, presenta un excelente comportamiento ante la presión hidráulica interior y la acción de las cargas externas. Se escogerían tubos con unión flexible (clase de espesor K = 9) porque se adaptan a los movimientos del terreno, limitando las tensiones longitudinales, y permiten trazar curvas de gran radio en la canalización sin necesidad de utilizar accesorios adicionales.

La conducción de acero presenta unas características interesantes ya que resiste altas presiones y cubre una gran gama de diámetros. Es el tipo de material más habitual para este tipo de conducciones.

Los tubos de hormigón armado no cumplen los requisitos básicos exigidos ya que pueden producirse infiltraciones de agua desde el exterior de modo que se contaminaría el suministro de agua potable o de agua destinada a ser potabilizada.

En cuanto a otros materiales como PVC-U, PEAD y PRFV, tienen ventajas frente a las agresiones de los diversos agentes químicos pero se descartan por presentar resistencias a las presiones mucho más bajas.

Así pues, los dos tipos de materiales más idóneos son los siguientes:

- Tuberías de fundición dúctil de clase K9 con unión flexible.

- Tuberías de acero soldado helicoidalmente.

Con el fin de poder elegir el material más adecuado para la conducción se consulta la *Guía Técnica para la caracterización de medidas del CEDEX*.

Para ello es necesario conocer el máximo caudal que se va a trasegar en la tubería. Siendo los caudales de diseño de entre 3,5 y 5,5 m³/s, se obtiene un caudal máximo que podría demandarse en algún momento dado ligado a la capacidad de almacenamiento de la balsa de regulación situada junto a la ETAP.

El caudal máximo es aquel para el cual se puede llenar el depósito de 60.000 m³ en 8 horas mientras se extrae el caudal máximo demandable por la ETAP, en este caso 5,5 m³/s.

$$Q_{max} = \frac{\text{Volumen de regulación}}{8 \text{ horas} \times 3600} + Q_{máxd} = 2,08 + 5,5 = 7,58 \text{ m}^3/\text{s}.$$

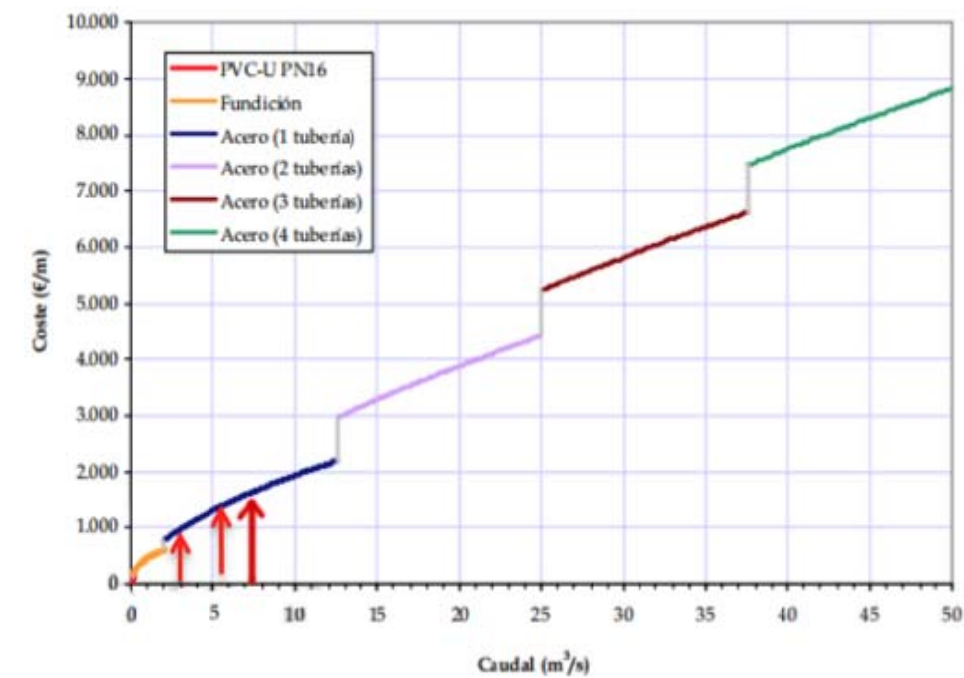


Figura 5. Elección del material de la conducción. CEDEX.

Para un caudal de $7,58 \text{ m}^3/\text{s}$ se escoge, según el gráfico de la *Figura 5* proporcionado por el CEDEX, una conducción de acero conformada por una tubería.

Los valores habituales para las velocidades máximas en servicio en las tuberías a presión pueden oscilar entre 1,5 y 2,5 m/s, se escoge un valor de **2,5 m/s** con el fin de reducir al máximo el diámetro de la tubería prevista. Una velocidad superior a ese valor implica unas pérdidas de carga demasiado importantes.

El diámetro de la conducción se obtiene a partir de la siguiente formulación:

Donde $Q_{\text{máx}} = 7,58 \text{ m}^3/\text{s}$ (Caudal de dimensionamiento) y $v = 2,5 \text{ m/s}$. Se obtiene un diámetro de 1.965 mm.

Conocido este dato se busca en la *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión* los diámetros normalizados en UNE EN (*Tabla 20*) inmediatamente superiores:

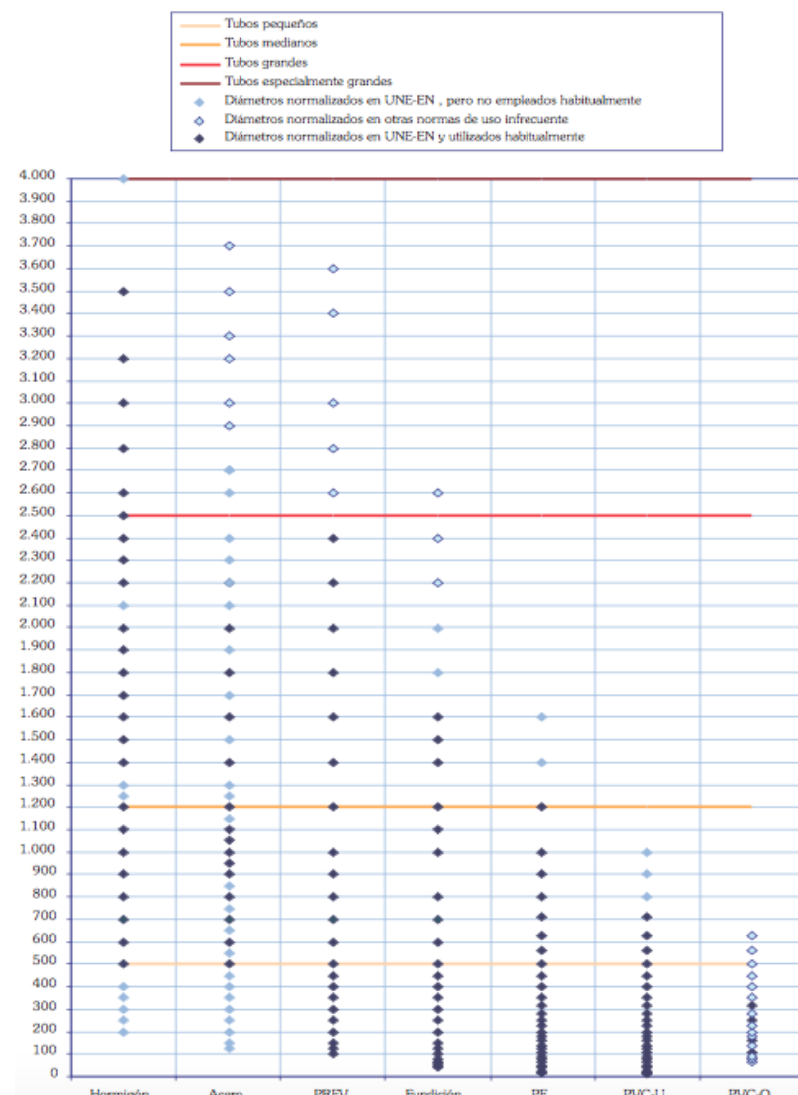


Tabla 20. Diámetros normalizados. CEDEX

Se escoge un diámetro de 2000 mm, correspondiente al diámetro normalizado en UE-EN inmediatamente superior al diámetro calculado. Este diámetro está referido al diámetro exterior en el caso de los tubos de acero.

El espesor de la tubería se obtiene a partir del gráfico de espesores recomendados del CEDEX de la *Figura 6*.

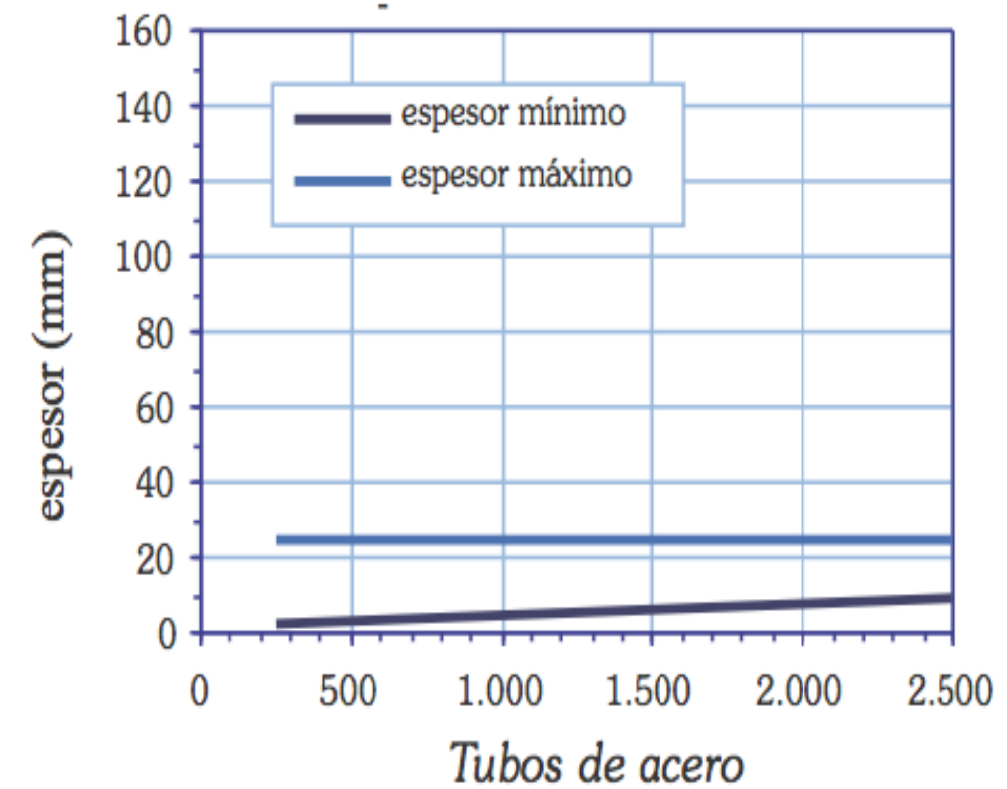


Figura 6. Espesores recomendados para tubos de acero. CEDEX.

El espesor recomendado para tuberías de acero de 2000 mm de diámetro es de 16 mm. Dicho espesor pertenece a los espesores normalizados en tubos de acero clase C según la normativa prEN 10224:1998.

En cuanto al tipo de acero, se escoge un acero S355 (normativa UNE EN).

Una vez determinado el trazado, las dimensiones y el material del cual se compone la conducción, se procede a determinar en la *Figura 7* una sección tipo en base a las recomendaciones proporcionadas por el CEDEX.

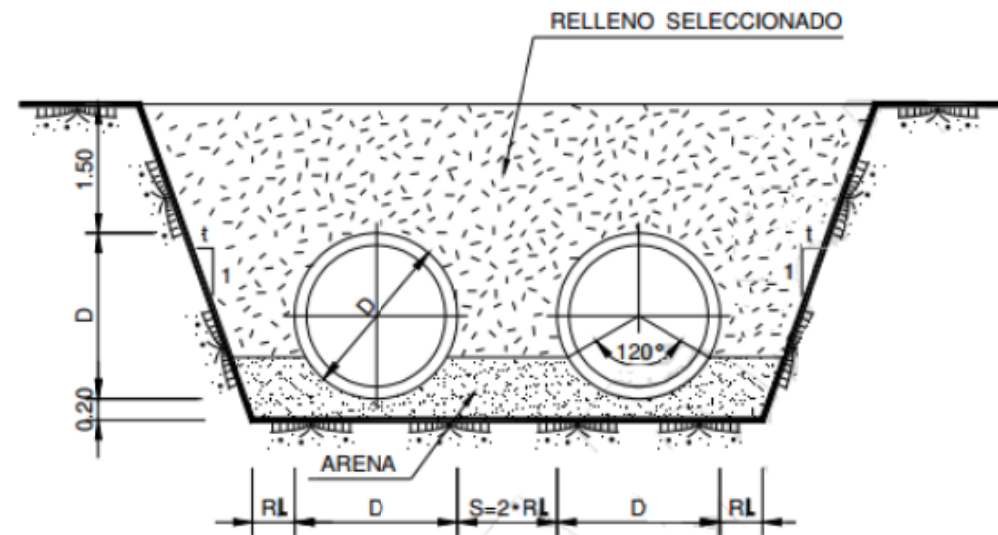


Ilustración 5: Sección Tipo Perfil Transversal Zanja y Tubería

Parámetro	Valor	
Talud de la excavación (t/1)	0,3	si D>1.000 mm
	0,5	si D<1.000 mm
Material de la cama de apoyo	Arena	
Espesor de la cama de apoyo (m)	0,20	
Ángulo de apoyo	120º	
Recubrimiento superior (m)	1,50	
Recubrimiento lateral (RL)	1,00 m	si D>2.000 mm
	D(mm)/2.000	si D<2.000 mm
Separación entre tuberías (en su caso)	2 x RL	

Figura 8. Sección tipo de la conducción. CEDEX.

A continuación, en la Tabla 21, se recoge un pequeño resumen de las características de la conducción:

Material	Chapa de acero S 355 JR con soldadura helicoidal
Diámetro normalizado (mm)	2.000
Espesor de chapa (mm)	16
Profundidad sobre clave (m)	1,5
Profundidad total de excavación (m)	3,7

Tabla 21. Características de la conducción A1.

Una vez definidas las características de la conducción forzada, se procede a comprobar que la línea piezométrica se sitúe a lo largo de todo el trazado por encima de la línea geométrica de la tubería, desde el inicio del trazado hasta la entrega a la ETAP.

La estación de bombeo debe proporcionar una presión suficiente en cabecera para permitir al transporte del agua hasta el final de la tubería. Esta presión mínima en cabecera se obtiene una vez conocido el trazado, calculando las pérdidas de altura manométrica a lo largo de la tubería con la formulación de Darcy-Weisbach.

$$h_L = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = f * \frac{L}{D} * \frac{8 * Q^2}{g * \pi^2 * D^4}$$

El coeficiente de fricción de Darcy (f), se consigue mediante la fórmula de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left(\frac{\epsilon/D}{3,71} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{V * D}{\nu} = \frac{4 * Q}{\pi * D * \nu}$$

Los datos y resultados obtenidos en el cálculo de las pérdidas unitarias por fricción se muestran en la Tabla 22.

Diámetro interior (mm)	1.984
Caudal máximo trasegable(m³/s)	7,58
Longitud (m)	1
Nº de Reynolds	3.741.918,327
Rugosidad absoluta(mm)	0,1
Viscosidad (m²/s)	1,3 * 10 ⁻⁶
Coeficiente de fricción de Darcy	0,0115
Pérdidas unitarias (mca/ml)	0,00174

Tabla 22. Cálculo de las pérdidas unitarias por fricción A1.

Se asumen unas pérdidas localizadas en la estación de bombeo, correspondientes a un 15% de las continuas en la tubería de aspiración.

$$Pérdidas localizadas = \frac{15}{100} \times Longitud de la tubería de aspiración \times h_t$$

El valor de las pérdidas localizadas en la estación de bombeo es de 0,37 mca.

Conocidas las pérdidas es posible determinar la capacidad del bombeo, deber ser suficiente para conseguir una altura piezométrica que no quede por debajo de la línea geométrica de la tubería en ningún punto del trazado y de este modo garantizar la no existencia de presiones negativas. Se dispone un resguardo de seguridad de 1 mca en el punto más desfavorable. A continuación se muestra en la *Figura 9* la línea piezométrica y la línea de la tubería.

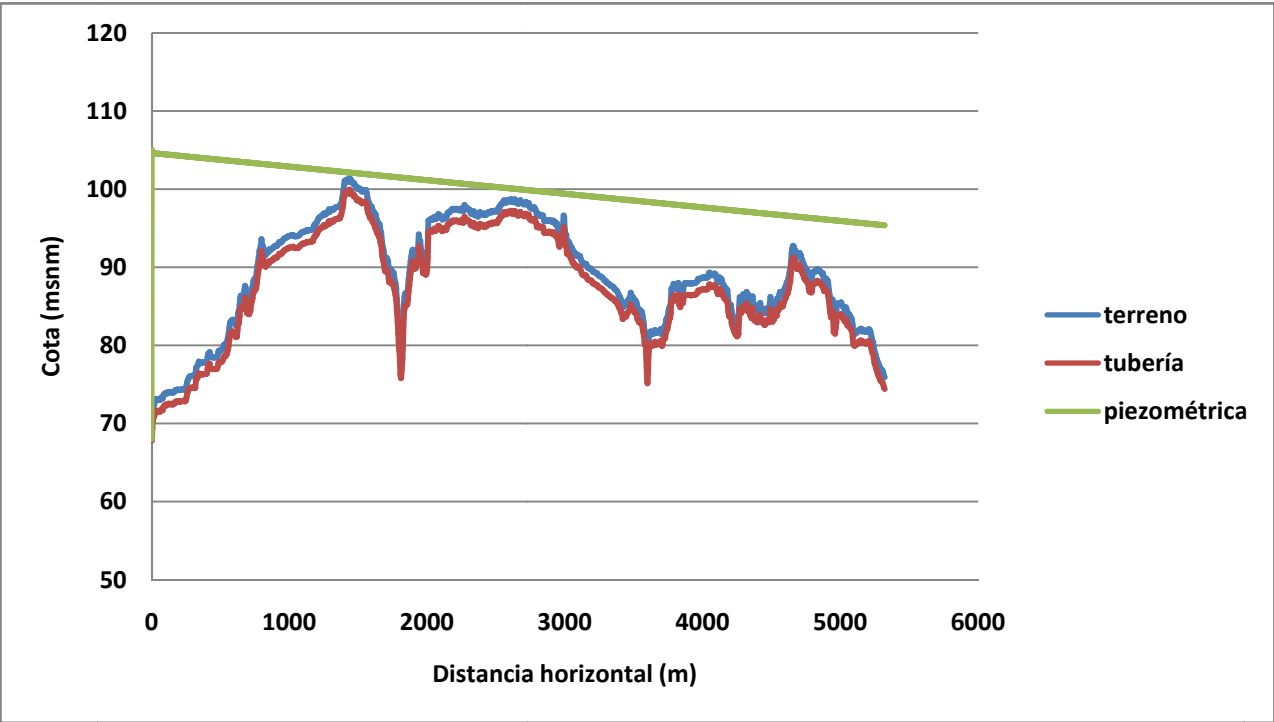


Figura 9. Línea piezométrica A1.

La tubería alcanza una cota máxima de 99,95 msnm en el PK 1+436, tras una elevación de 31,95 m desde el nivel de la lámina de agua del embalse a la cota 68 msnm. La altura piezométrica en cabecera que garantiza un correcto funcionamiento hidráulico de la infraestructura deberá ser de 106 mca. Lo cual implica un incremento de la altura manométrica a proporcionar por la estación de bombeo de 37 mca.

La Potencia Neta Máxima requerida para el sistema de bombeo se corresponde con el producto de la altura manométrica, el peso específico del agua y el caudal máximo a bombear ($7,58 \text{ m}^3/\text{s}$). Para cubrir la demanda del caudal máximo requerido se utilizarán bombas centrifugas de voluta capaces de proporcionar una elevación de entre 10 y 120 mca para un rango de caudales de entre $500\text{-}10.000 \text{ m}^3/\text{h}$

Se instalarán 6 bombas industriales en paralelo que garantizan el correcto funcionamiento con rendimientos aceptables. Se instalará una bomba adicional de resguardo en paralelo para cubrir la demanda en caso de averías. Se admite un rendimiento aproximado de las bombas del 55 %.

La Potencia Bruta Media se calcula en función del caudal medio bombeado, $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los datos y resultados relativos al cálculo de potencias requeridas en la estación de bombeo se muestran en la *Tabla 23*.

Altura manométrica (mca)	37
Caudal medio (m^3/s)	3,5
Caudal máximo (m^3/s)	7,58
Peso específico del agua (N/m^3)	9,81
Rendimiento (%)	55
Potencia Máxima Neta(kW)	2.751
Potencia Media Bruta (kW)	2.310

Tabla 23. Cálculo de potencias en la estación de bombeo.

2.1.3. Entrega 1

La disposición de un depósito en la entrega cumple dos objetivos principalmente: regulación y reserva. Esto proporcionará a la ETAP una flexibilidad muy ventajosa para la realización de los trabajos de potabilización y una reserva de suministro en caso de avería.

El depósito se localizará junto a la ETAP, entre la urbanización de La Presa (T.M. de Manises) y las instalaciones, ubicándose en una zona suficientemente amplia para albergar tal superficie y con unas condiciones topográficas relativamente favorables. En la *Figura 10* se muestra la situación del depósito.



Figura 10. Situación del depósito. Terrasit.



El depósito debe tener una capacidad suficiente como para contener un volumen de agua igual a la mitad del requerido por la ETAP durante un día entero. El volumen de agua tratado por la ETAP es de 294.000 m³/día, teniendo en cuenta que las instalaciones cuentan con un depósito en el recinto de 90.000 m³, la capacidad del depósito deberá ser de 60.000 m³.

Las dimensiones del depósito se obtendrán a partir de las recomendaciones propuestas en los apuntes de la asignatura *Infraestructuras Hidráulicas Urbanas 4º de GIC*.

El calado recomendable para depósitos en función de su capacidad se obtiene a partir de la *Tabla 24*:

Capacidad (m ³)	Calado recomendable (m)
Hasta 500	3-4 m
>500 a 10.000	4-5 m
>10.000	5-7 m

Tabla 24. Calado recomendable del depósito.

Dada la capacidad del depósito proyectado se tomará un calado recomendable de 6m. Se aplicará un resguardo de 1 m entre el nivel máximo la lámina de agua en el depósito y la cara inferior del forjado que conforma la cubierta, de manera que los muros tendrán una altura total de 7 m.

Conocido el volumen del depósito y la altura es posible determinar las dimensiones en planta en función del número de compartimentos previstos y la superficie disponible, en este caso 10.000 m², a partir de la siguiente expresión:

$$X = \frac{(n + 1) \times Y}{2n}$$

Se han calculado en una hoja Excel las distintas posibilidades de dimensionamiento para diferentes números de compartimento y un área de 10.000 m² (*Tabla 25*).

n	Y (m)	X (m)	Área (m ²)	Ancho compartimento (m)
1	100,00	100,00	10.000	100,00
2	115,47	86,60	10.000	57,75
3	122,47	81,65	10.000	40,82
4	126,49	79,06	10.000	31,62

Tabla 25. Dimensiones en planta del depósito.

A continuación, se resumen las dimensiones del depósito en la *Tabla 26*:

Cota de la solera (msnm)	72
Cota del nivel máximo de la lámina de agua (msnm)	78
Cota del forjado (msnm)	79
Longitud (m)	115,5
Anchura (m)	87
Superficie ocupada (m ²)	10.000
Altura de muros (m)	7
Ancho de compartimento	57,75

Tabla 26. Dimensiones del depósito.

El depósito constará de una cimentación superficial que garantice el buen apoyo y distribución de las cargas sobre el terreno. La solera se situará a la cota 72 msnm, de modo que pueda abastecerse a cualquier punto de la ETAP con el menor nivel de la lámina de agua en el depósito.

Los muros tendrán un espesor de 0,4 m, lo cual garantiza un correcto comportamiento estructural y una adecuada impermeabilización del perímetro. El recubrimiento mínimo de las armaduras deberá ser de 4 cm dados los problemas de fisuración que pueden darse en el ambiente húmedo en el que se localiza el depósito.

La disposición de dos compartimentos ofrece a la infraestructura la posibilidad de que se realicen tareas de mantenimiento en cualquiera de las dos cámaras mientras sigue cumpliendo con su función de abastecimiento a la ETAP.

Para controlar las filtraciones del depósito y evitar que puedan generar subpresiones sobre el fondo se ejecutará un drenaje bajo la solera. Con el fin de garantizar que la lámina de agua se mantenga a la presión atmosférica y para evitar las condensaciones en la cubierta se instalarán aireadores en la cubierta.

La tubería que transporta el agua desde la captación en el embalse hasta la ETAP quedará dividida en dos conducciones de acero con un diámetro nominal de 1400 mm por una Y justo unos metros antes de la llegada al depósito. De esta forma cada uno de los compartimentos del depósito recibirá una tubería.

En el interior del recinto de la ETAP se construirá una caseta prefabricada para la disposición de una cámara de llaves a la que llegará una tubería desde el depósito de 1800 mm y desde la cual partirán dos tuberías de vaciado para mantenimiento del depósito, dos tuberías de resguardo y tres salidas de 1000 mm para la distribución de agua según los requerimientos de la potabilizadora.

Para impermeabilizar la cubierta lo haremos con una tela asfáltica protegida con una capa de grava de 10 cm de espesor. Se colocará una escalera y una pasarela de tramex en la cámara de llaves del depósito para poder acceder al fondo del depósito como a la parte superior de la cubierta con fines de mantenimiento y reparación por parte del personal de mantenimiento.



Las dimensiones de las zapatas de los muros y el espesor de la solera se han obtenido siguiendo las recomendaciones del libro *Diseño de depósitos de agua desde 100 m3 a 40.000 m3 de capacidad*. Luis Yges Gómez y se exponen en la *Tabla 27*.

Canto de la zapata (m)	0,8
Vuelo de la zapata (m)	2,2
Talón de la zapata (m)	0,7
Ancho del muro (m)	0,4
Ancho de zapata (m)	3,3
Espesor de la solera (m)	0,2

Tabla 27. Dimensiones de la cimentación del depósito.

2.2. Alternativa 2

2.2.1. Captación 2

La obra de captación para la alternativa 2 se corresponde con una azud de derivación de hormigón en masa cuyo principio estructural es la acción de la gravedad. La función principal de este tipo de infraestructura hidráulica es la de elevar el nivel de un río con el fin de derivar parte del caudal a una obra de transporte adyacente.

Las coordenadas que localizan el emplazamiento de la obra de captación son las siguientes:

Coordenadas UTM		Coordenadas Geográficas	
X	Y	Longitud	Latitud
707045.4999861	4381653.8702311	00°35'23.90"W	39°33'34.60"N

Tabla 28. Ubicación azud A2.

El estudio del azud se dividirá en varias partes con el fin de facilitar el análisis del conjunto:

- 1) Aliviadero
- 2) Cuenco amortiguador
- 3) Cuerpo de presa
- 4) Comprobaciones de estabilidad
 - 4.1. Situación Normal de Explotación (N.M.N)
 - 4.2. Situación Accidental o de Proyecto (N.A.P.)
 - 4.3. Situación Extrema (N.A.E.)

A continuación se procede al diseño previo de la captación 2 según las partes indicadas anteriormente:

1. Aliviadero

El azud de derivación consta de un aliviadero de labio libre a lo largo de toda su línea de coronación, el perfil hidráulico escogido para llevarlo a cabo es el conocido Perfil Creager, el cual garantiza la adherencia de la lámina de agua al paramento de la azud ya que este sigue la trayectoria de la curva que trazaría la lámina de agua cayendo a lámina libre, consiguiendo una presión sobre el paramento ligeramente positiva pero insignificante.

Para el cálculo de este perfil se utiliza el Perfil Creager Unitario, éste perfil de referencia se utiliza para obtener cualquier perfil del mismo tipo con dimensiones directamente proporcionales a las indicadas en función de los requerimientos del proyectista.

El trazado de la conducción en presión conlleva unas pérdidas las cuales condicionarán la cota del embalse, de modo que la línea piezométrica se mantenga siempre por encima de la línea geométrica de la conducción. A partir de esta cota, con la ayuda del programa ArcGis 10.2 se pueden determinar las características del embalse generado y la longitud de la cerrada.

Para el dimensionamiento de la azud es importante conocer el caudal para la Avenida de Proyecto del río Turia en el tramo de estudio, en el Anejo 0.1. Cálculos Hidrológicos se ha determinado un caudal de 1869 m³/s. La estación de aforos 8023 de la Confederación Hidrográfica del Júcar situada aguas arriba en el T.M. de Villamarchante indica que el caudal medio del río Turia en el tramo de estudio tiene un valor de 11,649 m³/s.

En primer lugar se realiza un cálculo que permite estimar la altura de agua sobre la coronación de la azud en función del caudal, la longitud coronación y el coeficiente de desagüe del aliviadero. El coeficiente de desagüe escogido es 2,09, dado que se considera un valor adecuado para el Perfil Creager. Se obtiene la altura de agua sobre coronación en la *Tabla 2* para el caudal medio y el caudal de la Avenida de Proyecto (T= 100 años) con la siguiente formulación.

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{C_d * L}\right)^2}$$

Cd	2'09	L (m)	140
Q (m³/s)		H (m)	
11,64		0,11	
1869		3,44	

Tabla 29. Altura de la lámina de agua sobre coronación A2.

Las dimensiones del aliviadero se calcularán en función del producto de la altura sobre coronación para el caudal de proyecto y el Perfil Creager Unitario. Se estima una anchura de aliviadero en coronación de 0,3 m.

2. Cuenco amortiguador

Para el diseño previo del cuenco amortiguador es necesario conocer algunas dimensiones relativas al embalse y el cuerpo de presa. Como ya se ha mencionado, la conducción en presión tiene unas pérdidas que pueden comprometer el comportamiento hidráulico de la infraestructura, por lo que es necesario dotarla de una altura de agua en cabecera adecuada. La cota necesaria de embalse ha sido determinada en el apartado *Transporte 2* de este anejo y es de 84 msnm.

El predimensionamiento del cuenco amortiguador consiste en definir sus dimensiones en las tres direcciones del espacio, más adelante si corresponde se llevará a cabo un diseño más exhaustivo de la solución.

En primer lugar se procede a definir la longitud y el espesor del cuenco:

- La longitud del cuenco se considera igual a la longitud de coronación, 140 m.
- El espesor del cuenco se ha estimado a partir de una serie de supuestos y recomendaciones, resultando un espesor total de 0,5 m.

Para determinar la anchura del cuenco amortiguador es necesario conocer la longitud del resalto hidráulico que en él se produce como consecuencia del cambio de régimen rápido a lento, ya que la anchura del cuenco deberá ser tal que pueda contener a dicho resalto. Para ello es necesario conocer los calados y velocidades en las secciones de aguas arriba y aguas abajo del resalto.

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2} \right)} \\ y_1 &= \frac{Q_m}{(v * L_{\text{coronación}})} \end{aligned} \right\} F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

Donde:

- Y_1 : Calado aguas arriba del resalto hidráulico.
- V_1 : Velocidad aguas arriba del resalto hidráulico.
- Y_2 : Calado aguas abajo del resalto hidráulico.
- V_2 : Velocidad aguas abajo del resalto hidráulico.
- Z : Incremento de altura entre la cota del cuenco y el embalse.
- H : Altura del embalse sobre coronación.
- F_1 : Número de Froude aguas arriba del resalto hidráulico.

Una vez conocido el Número de Froude se puede proceder a determinar la longitud del resalto hidráulico a partir de la *Figura 11 (GT nº5 Aliviaderos y desagües. CNEGP)*. Este gráfico permite conocer la relación entre la longitud del resalto (L) y el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_2) a partir del Número de Froude de la sección inmediatamente aguas arriba del resalto (F_1).

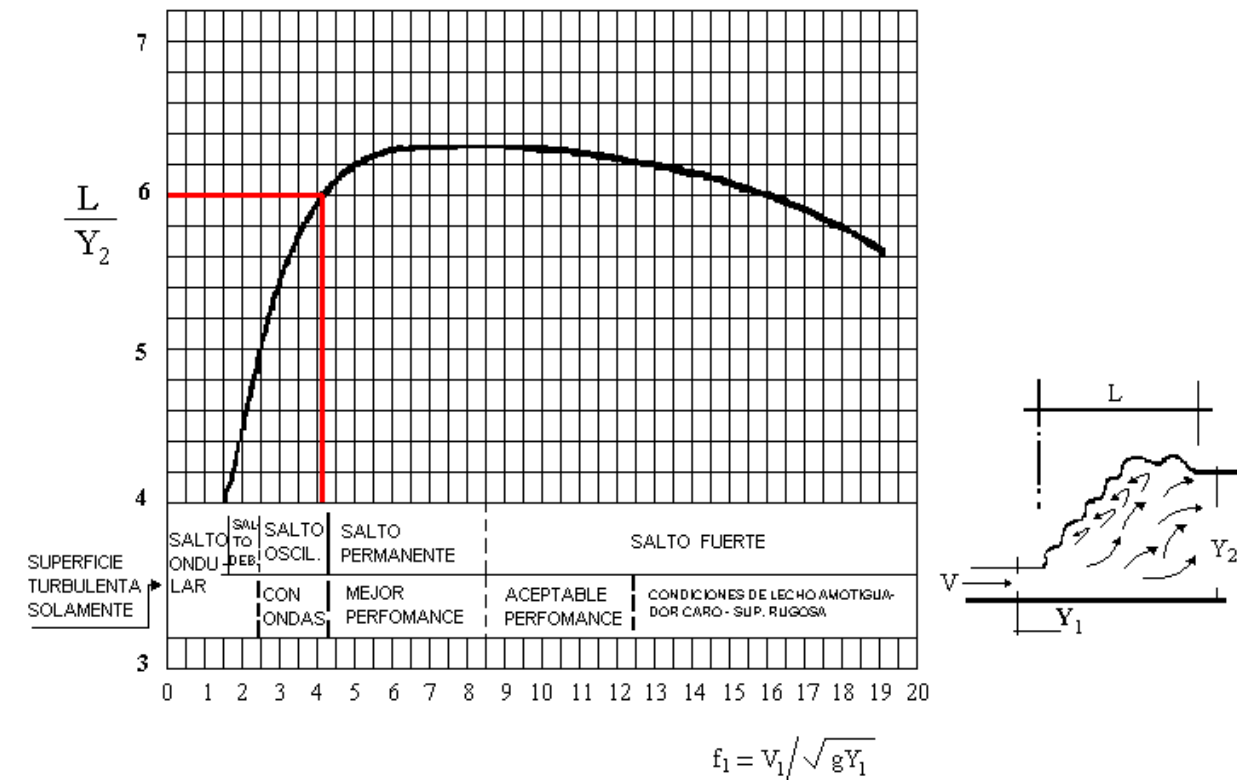


Figura 11. Longitud del resalto hidráulico para T= 100 años A2.

Para conocer el calado aguas abajo del resalto hidráulico (y_2) se utiliza la siguiente expresión:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_1^2} - 1)$$

A continuación se muestra una tabla con los valores utilizados en la formulación y los resultados obtenidos:

Y_1 (m)	1,02
V_1 (m/s)	13,08
Y_2 (m)	5,47
V_2 (m/s)	0,21
Z (m)	10,44
H (m)	3,44
F_1	4,13
$L_{\text{coronación}}$ (m)	140
L/y_2	6
L_{resalto} (m)	32,82

Tabla 30. Formulación resalto hidráulico A2.

Por lo tanto se tomará una anchura de cuenco amortiguador igual a 33 m.

También es necesario conocer el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_3) para obtener la distribución de ley de subpresiones sobre los cimientos del azud. Para esto se estudia la sección transversal del cauce aguas abajo del cuenco amortiguador y algunas de sus características como su pendiente longitudinal y su rugosidad (Tabla 31, Figura 12):

Pendiente longitudinal	0,0032
Rugosidad	0,033
Inclinación talud estribo izquierdo (º)	11,3 0
Inclinación talud estribo derecho (º)	21,8 0

Tabla 31. Características del cauce A2.

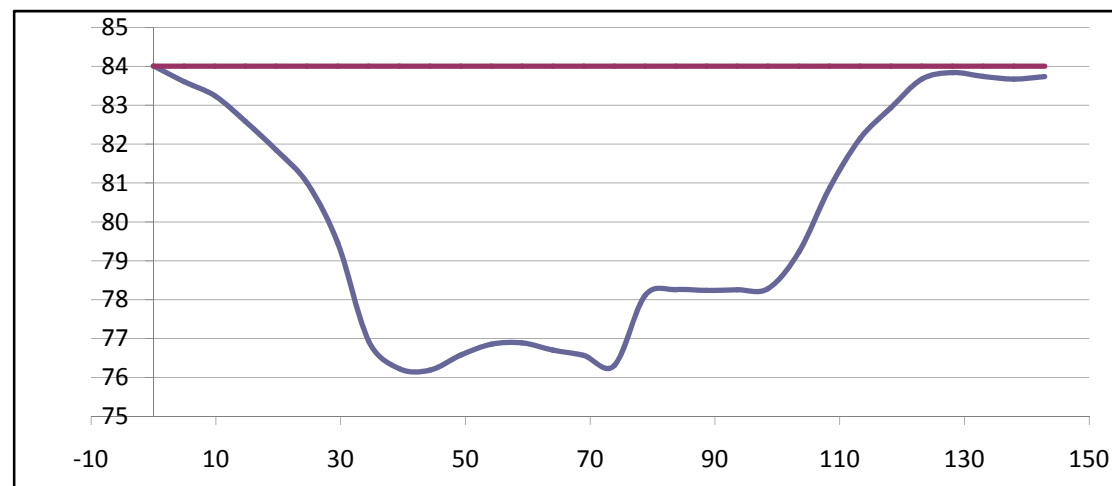


Figura 12. Perfil transversal de la cerrada A1.

Se modeliza la sección natural del cauce como una sección trapezoidal que permite ejecutar los cálculos de forma sencilla:

Área (en metros cuadrados)

$$A = (b + z \cdot h) \cdot h$$

Ancho Superficial (en metros)

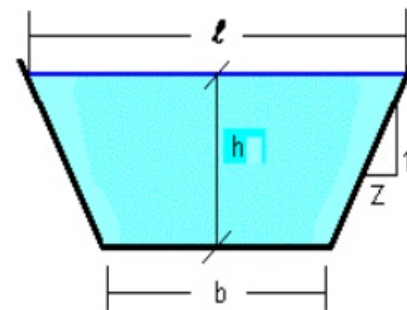
$$l = b + 2 \cdot z \cdot h$$

Profundidad Hidráulica (en metros)

$$h_m = \frac{h \cdot (b + z \cdot h)}{b + 2 \cdot z \cdot h}$$

Perímetro Mojado (en metros)

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + z^2}$$



Radio Hidráulico

$$R_H = \frac{(b + z \cdot h) \cdot h}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + z^2}}$$

La formulación a partir de la cual se determina el calado inmediatamente aguas abajo del cuenco es la siguiente:

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{Q}{S_m}$$

A continuación se muestran en la Tabla 32 los valores utilizados en la formulación y los resultados obtenidos:

Q (m³/s)	11,64
I	0,0032
n	0,033
b (m)	60
l=B (m)	62,33
z	3.07
h=y ₃ (m)	0,38
Pm (m)	62,45
S _m (m²)	23,24
V (m/s)	0,50
R _H (m)	0,37

Tabla 32. Obtención del calado aguas abajo del cuenco amortiguador A2.

La determinación de la ley de subpresiones se calcula en función del mayor de los calados entre el de aguas abajo del resalto hidráulico (y_2) y el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_3). En este caso se corresponde con el del cuenco amortiguador, con 0,38 m.

3. Cuerpo de presa

A continuación se procede a la definición de las características geométricas de la sección del cuerpo de presa en función de la cota de embalse requerida, la cota del terreno y el espesor de los cimientos estimado.

La altura de la cimentación se ha determinado en función de la profundidad del estrato calizo competente en la cerrada que se encuentra aproximadamente a 1,5 metros por debajo de la cota del lecho del río.

Los taludes elegidos para el diseño de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo del cuerpo del azud han sido tomados de las recomendaciones de las Guías Técnicas de Seguridad de Presas

En la Tabla 33 se muestran las dimensiones de la sección del cuerpo de presa.

Cota embalse (msnm)	84,11
Cota de coronación (msnm)	84
Cota terreno (msnm)	77
Cota de cimientos (msnm)	75,50
Altura de azud sobre cimientos (m)	7
Altura de cimientos (m)	1,50
Altura total azud (m)	8,50
Anchura coronación (m)	0,30
Anchura base (m)	13
Talud paramento aguas arriba	0,06H:1V
Talud paramento aguas abajo	1,75H:1V

Tabla 33. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa A2.

4. Comprobaciones de estabilidad

El siguiente paso consiste en el cálculo de las acciones exteriores que solicitan a la infraestructura y la comprobación de estabilidad para dichas solicitaciones frente al deslizamiento y el hundimiento en las situaciones de cálculo pertinentes. El cuenco amortiguador no se considera en dichas cálculos. El esquema que muestra la distribución de las solicitaciones se muestra en la *Figura 3*.

Se consideran las acciones más representativas: empujes hidrostáticos, peso y subpresión. Las situaciones o niveles de agua para la comprobación de estabilidad son tres:

- Situación Normal de Explotación (N.M.N.)
- Avenida de Proyecto (N.A.P.)
- Avenida Extrema (N.A.E.)

Se trata de una presa de Categoría C, corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas (*Tabla 7*).

Las comprobaciones a realizar son las de estabilidad frente al deslizamiento, estabilidad frente al hundimiento y paso de la resultante por el núcleo central, y los coeficientes de seguridad mínimos exigidos se muestran en la *Tabla 8*.

El cálculo de los coeficientes de seguridad se realizan a partir de las expresiones de la *Tabla 9*.

Para el cálculo del CSD y el CSH es necesario conocer el terreno y algunas de sus propiedades, concretamente la capacidad portante (q_v), el ángulo de rozamiento interno (θ) y la cohesión (C) (*Tabla 10*).

4.1. Situación Normal de Explotación

Para la comprobación de estabilidad en situación normal se calculan las solicitaciones sobre el cuerpo del azud con el caudal normal de explotación de la captación que tiene un valor de $11,649 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las solicitaciones debidas a la situación de diseño normal con el caudal considerado se muestran en la *Tabla 34*:

SITUACIÓN NORMAL		FUERZAS	EXCENRICIDADES	MOMENTOS
Peso de azud sobre cimientos (kN/m)	P ₁	52,50	0,57	29,92
	P ₂	1071,87	4,76	5104,80
	P ₃	36,75	0,28	10,29
Peso cimientos (kN/m)	P _c	588,18	6,63	3902,62
Empuje hidrostático horizontal (kN/m)	E _{H1}	7,70	3,50	26,95
	E _{H2}	245	2,31	565,95
	E _{V1}	14,70	0,13	2,03
	E _{V2}	0,46	0,21	0,67
Empuje subpresión (kN/m)	S ₁	49,28	6,63	327,01
	S ₂	429,30	2,18	939,90

Tabla 34. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NMN A2.

A continuación se realizan las comprobaciones:

Deslizamiento

Fh máximo (kN/m)	1078,98
ΣE_h (kN/m)	252,70
CSD	4,27

Tabla 35. CDS NMN A2.

El Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento es superior a 1,4, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento (*Tabla 35*).

Hundimiento

La tensión de comparación (σ_{max}) será la mayor de las tensiones en el plano de contacto cimiento-terreno, se estima a partir de la siguiente expresión:

$$\pm \sigma = \frac{(Ev + P - S)}{B} + \frac{(Ev + P - S) \times e}{\frac{B^3}{12}} \times \left(\pm \frac{B}{2} \right)$$

q_v (kN/m ²)	4000
$+\sigma$ (kN/m ²)	54,51
$-\sigma$ (kN/m ²)	53,07
σ máximo (kN/m ²)	54,51
CSH	73,37

Tabla 36. CSH NMN A2.

El Coeficiente de Seguridad al Hundimiento es superior a 1,1, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento (*Tabla 36*).

Núcleo Central

El paso de la resultante por el núcleo central garantiza que no se produzcan tracciones en la base del cimiento. El núcleo central se encuentra en la franja del cimiento correspondiente a una distancia de $\pm \frac{B}{6}$ del centro de gravedad del plano de cimentación.

Para obtener el punto de paso de la resultante en el cimiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$Xr = \frac{\sum X \times F}{Rv} = \frac{\sum X \times F}{(Ev + P1 + P2 + P3 + Pc - S1 - S2)}$$

$$e = Xr - \frac{B}{2}$$

$$0 < e < \pm \frac{B}{6}$$

Xr (m)	6,51
B/6 (m)	2,16
e(m)	0,03

Tabla 37. Núcleo central NMN A2.

La resultante pasa por el núcleo central, por lo tanto se cumple la comprobación que garantiza que no hay tracciones en el plano de contacto entre el cimiento y el terreno (Tabla 37).

4.2. Situación Accidental o de Proyecto

Para la comprobación de estabilidad en situación accidental o de proyecto se calculan las solicitaciones sobre el cuerpo del azud para el caudal correspondiente a la Avenida de Proyecto con un periodo de retorno de T= 100 años que tiene un valor de 1869 m³/s.

Las solicitaciones debidas a la situación de diseño normal con el caudal considerado se muestran en la Tabla 38:

SITUACIÓN ACCIDENTAL O DE PROYECTO		FUERZAS	EXCENTRICIDADES	MOMENTOS
Peso de azud sobre cimientos (kN/m)	P ₁	52,50	0,57	29,92
	P ₂	1071,87	4,76	5104,80
	P ₃	36,75	0,28	10,29
Peso cimientos (kN/m)	Pc	588,18	6,63	3902,62
Empuje hidrostático horizontal (kN/m)	E _{H1}	273,70	3,50	957,95
	E _{H2}	245	2,31	565,95
	E _{V1}	14,70	0,13	2,03
	E _{V2}	16,42	0,21	16,63

Empuje subpresión (kN/m)	S ₁	49,28	6,63	327,01
	S ₂	429,30	2,18	939,98

Tabla 38. Solicitaciones con fuerzas, excentricidades y momentos NAP A2.

A continuación se realizan las comprobaciones:

Deslizamiento

Fh máximo (kN)	1092,37
ΣEh (kN)	518,70
CSD	2,11

Tabla 39. CSD NAP A2.

El Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento es superior a 1,4, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento (Tabla 39).

Hundimiento

La tensión de comparación (σ_{max}) será la mayor de las tensiones en el plano de contacto cimiento-terreno, se estima a partir de la siguiente expresión:

$$\pm \sigma = \frac{(Ev + P - S)}{B} + \frac{(Ev + P - S) \times e}{\frac{B^3}{12}} \times \left(\pm \frac{B}{2} \right)$$

qv (kN/m ²)	4000
+σ (kN/m ²)	72,24
-σ (kN/m ²)	37,80
σ máximo (kN/m ²)	72,24
CSH	55,36

Tabla 40. CSH NAP A2.

El Coeficiente de Seguridad al Hundimiento es superior a 1,1, por lo tanto cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento (Tabla 40).

Núcleo Central

El paso de la resultante por el núcleo central garantiza que no se produzcan tracciones en la base del cimiento. El núcleo central se encuentra en la franja del cimiento correspondiente a una distancia de $\pm \frac{B}{6}$ del centro de gravedad del plano de cimentación.

Para obtener el punto de paso de la resultante en el cimiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$Xr = \frac{\sum X \times F}{Rv} = \frac{\sum X \times F}{(Ev + P1 + P2 + P3 + Pc - S1 - S2)}$$
$$e = Xr - \frac{B}{2}$$
$$0 < e < \pm \frac{B}{6}$$

Xr (m)	7,16
B/6 (m)	2,16
e(m)	0,68

Tabla 41. Núcleo central NAP A2.

La resultante pasa por el núcleo central, por lo tanto se cumple la comprobación que garantiza que no hay tracciones en el plano de contacto entre el cimient y el terreno (Tabla 41).

4.3. Situación Extrema

Para la comprobación de estabilidad en situación extrema se considera la Avenida Extrema con un periodo de retorno de T= 100 años. Dado que es el mismo periodo de retorno que el considerado en la Situación Accidental o de Proyecto no es necesario realizar los cálculos otra vez.

2.2.2. Transporte

2

El transporte para el abastecimiento de la ETAP de esta alternativa consta de un canal trapezoidal de 1.172 m de longitud y una conducción forzada de unos 9000 m hasta llegar a la potabilizadora. La transición entre el tramo en canal y la tubería se realiza a través de una cámara de carga (Figura 13).

El trazado del canal viene especialmente condicionado por la topografía del entorno, para garantizar una fácil ejecución de suaves pendientes éste sigue la franja comprendida entre las líneas de nivel 84 y 83 msnm.

Influenciado por la presencia del Parque Natural del Turia y puesto que la ETAP está localizada en la margen derecha del río el trazado se mantiene en dicho margen en toda su longitud. Aguas abajo de la cámara de carga el trazado sigue la ruta ciclista que recorre las inmediaciones del cauce, manteniéndose en el margen indicado cuando ésta cruza el río.

El sistema de transporte parte desde el embalse generado por la azud de derivación con un canal a cielo abierto cuya embocadura regulada por una compuerta se dispone en el margen derecho del cauce. El conjunto del canal y la cámara de carga constituyen un dispositivo de regulación en sí mismo, dado que ambas infraestructuras poseen una capacidad importante de agua.



Figura 13. Transporte alternativa 2.

A continuación se establecen una serie de condicionantes importantes a considerar en el predimensionamiento:

- Tipo de material del cuerpo del canal:

Los terrenos por los que se trazará el canal son terrenos sueltos y de tránsito por limos, arenas y cantos, lo que condicionará a la hora de elegir el tipo de sección y el recubrimiento.

- Caudal:

El caudal de diseño máximo que se ha de trasegar hasta la ETAP, dato proporcionado por Aguas de Valencia, de 5'5 m3/s. Como es imposible diseñar y construir un canal que no tenga pérdidas, tendremos que sobredimensionar su capacidad para transportar no sólo el caudal deseado, sino además las pérdidas, por lo que incrementamos el caudal de cálculo en un 10%.

- Velocidad:

La velocidad mínima admisible será aquella que no permita la sedimentación y la máxima aquella que no provoque erosiones. En función del tipo de sección escogida el rango de velocidades oscila entre 0.5 m/s y 2.5 m/s.

- Pendiente longitudinal y número de Manning :



Deben garantizar un régimen lento, con un calado alejado del crítico, en régimen subcrítico ($Froud < 1$). Como el caudal que debe circular sobre el canal es pequeño bastará con una pendiente longitudinal de 10^{-4} , es decir 10 cm/km ($I = 0.0001$).

- Talud de las cajeros:

El talud de los cajeros debe ser igual o más tendido que el natural del terreno que permita el sostenimiento natural del talud y la construcción y puesta en obra del revestimiento elegido. Por la tipología del terreno elegiremos un talud 1.5H:1V ($56.31^\circ \rightarrow 60^\circ$).

- Revestimiento:

El revestimiento a utilizar debe permitir una buena resistencia a la erosión, así como una buena impermeabilidad para evitar las fugas con las se deberá tener especial cuidado, especialmente en las juntas. En este caso se utilizará un revestimiento de hormigón en masa por su facilidad de puesta en obra y excelente acabado superficial, con un espesor constante de 10 cm que confiere una rugosidad de $n = 0.015$.

Para la determinación de las dimensiones del canal se utilizará la formulación de Manning expuesta a continuación:

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{siendo} \quad R h = \frac{S m}{P m} = \frac{(b + z y) y}{b + 2 y (\sqrt{1 + z^2})}$$

Donde:

- $S m$: Sección mojada
- $P m$: Perímetro mojado
- $R h$: Radio hidráulico
- z : Arcotangente del ángulo del talud
- b : Ancho de la solera del canal
- y : calado normal

Para determinar las dimensiones idóneas de la sección del canal se elabora una tabla (*Tabla 42*) en la que se realiza un ensayo de prueba y error hasta alcanzar unas dimensiones que satisfacen los condicionantes descritos anteriormente:

B1 (m)	Y (m)	Área (m²)	Pm (m)	Rh (m)	V (m/s)	Q (m³/s)
1	3,15	8,879	8,275	1,073	0,699	6,204
1,5	2,80	8,726	7,996	1,095	0,708	6,182
2	2,50	8,608	7,774	1,107	0,714	6,143
2,5	2,25	8,548	7,696	1,111	0,715	6,112

Tabla 42. Dimensionamiento del canal.

Una vez determinados estos parámetros, se procede al dimensionado de la sección trapezoidal del canal (*Tabla 43*):

Ancho de solera (m)	2,5
Calado (m)	2,25
Resguardo (m)	0,5
Altura de cajeros (m)	2,75
Ancho superior (m)	5,7
Área total (m²)	11,24

Tabla 43. Dimensiones de la sección del canal.

La cámara de carga es una estructura de hormigón armado que constituye la transición entre el canal y la tubería disipando energía cinética. Dicha cámara tiene como finalidad conectar el canal con la tubería y que los sólidos en suspensión sedimenten para evitar la obstrucción de la conducción forzada. Además, debe ser capaz de desalojar el exceso de agua en las horas en que la cantidad consumida es inferior al máximo caudal, 5,5 m³/s.

Para el diseño se va a establecer en primer lugar el volumen del tanque de carga a partir de las consideraciones siguientes:

- El caudal de diseño será el mismo que llega a través del canal.
- El tirante de entrada es equivalente al tirante del canal, de igual manera el ancho de entrada corresponde al ancho del canal.

$$V t = \frac{0,693 * Q^2}{A * i * g}$$

Donde:

- $V t$: volumen del tanque (m³)
- Q : caudal (m³/s)
- A : área del canal (m²)
- i : pendiente del canal de llegada
- g : aceleración de la gravedad (m²/s)

Los valores de los datos y resultados utilizados en la formulación son los expuestos en la *Tabla 43*.

Caudal (m ³ /s)	5,5
Área del canal (m ²)	8,55
Pendiente geométrica longitudinal	0,0001
Volumen del tanque (m ³)	92499

Tabla 44. Determinación del volumen del tanque de carga.

Con dicho volumen las dimensiones elegidas para la cámara de carga son 25mx25mx4m, este volumen está previsto para el máximo caudal requerido por la ETAP (5,5 m³/s). Además se añadirá un resguardo de 0,5 m donde disponer un aliviadero con capacidad suficiente como para reconducir el agua sobrante de nuevo al río. La transición entre el canal y la cámara de carga se producirá de forma que coincidan los bordes superiores de los cajeros de ambos, lo cual implica un desnivel de soleras de 0,5 m.

Las dimensiones garantizan que el chorro de agua producto de la caída desde el canal de conducción a la cámara de carga se integre sin deteriorar la solera y los paramentos de la infraestructura.

En el dimensionamiento de la tubería la metodología empleada para escoger el material y definir sus características geométricas es la misma que la utilizada en el *apartado 2.4* de este anejo. El resultado es distinto porque esta vez el caudal de dimensionamiento consiste en el caudal de máxima demanda de la ETAP (5.5 m³/s) y el propio canal y la cámara de carga sirven de dispositivo de regulación.

A continuación, en la *Tabla 44*, se recoge un pequeño resumen de las características de la conducción:

Material	Chapa de acero S 355 JR con soldadura helicoidal
Diámetro normalizado (mm)	1.800
Espesor de chapa (mm)	16
Profundidad sobre clave (m)	1,5
Profundidad total de excavación (m)	3,5

Tabla 45. Características de la conducción A1.

De mismo se tiene que en la alternativa 1 se debe comprobar que la línea piezométrica se mantenga a mayor altura que la línea geométrica a lo largo de todo el trazado.

Las pérdidas unitarias por fricción son en este caso de 0,00156 mca/m. La distribución de la línea piezométrica y la cota de la conducción se muestran en la *Figura 14*.

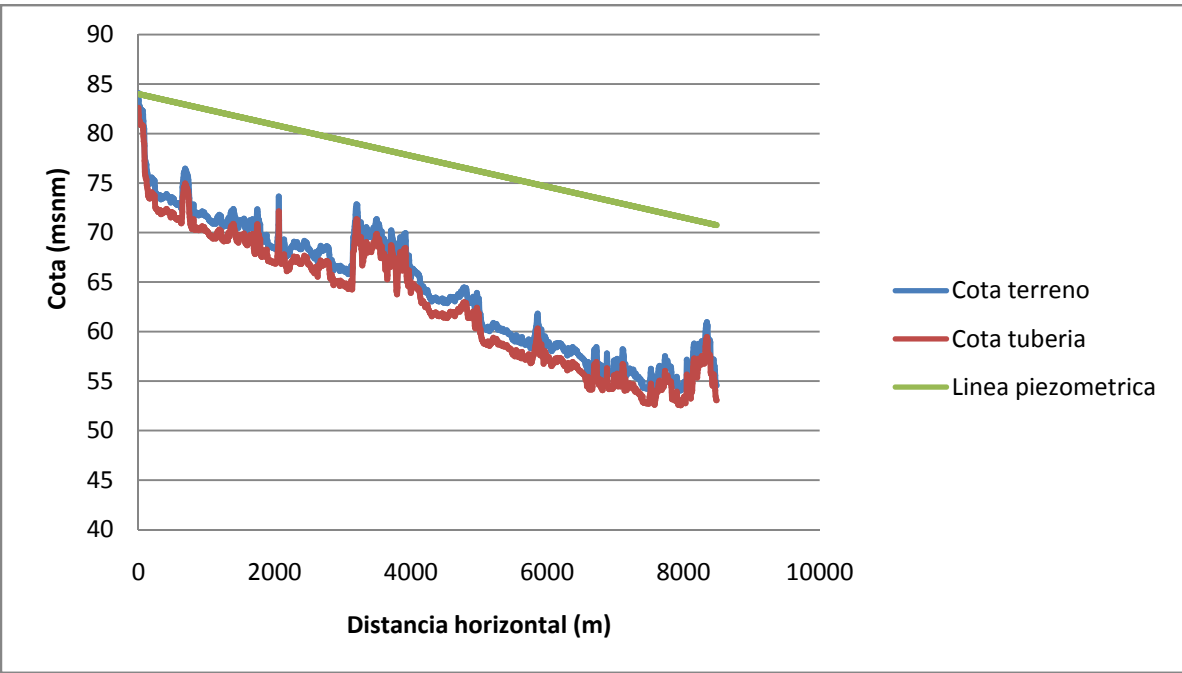


Figura 14. Línea piezométrica A2.

Al inicio, la línea piezométrica está siempre situada a 1m más de altura que la cota de la tubería.

2.2.3. Entrega 2

La entrega se realizará directamente a la obra de toma de la ETAP actual, donde recoge el agua del río Turia y del canal Júcar – Turia. Dicha obra de toma consiste en una reja de paso de diámetro 20 mm con un dispositivo de limpieza automática, un macrotamiz de tambor con paso de 10 mm y sistemas de limpieza automática con toberas de agua a presión.

Ésta obra de toma estará conectada a una tubería de agua bruta con caudalímetro, la tubería tendrá un diámetro nominal de 2000 mm y un espesor de 16 mm. Para ello se utilizarán a parte de los 209,4 m de tubería de diámetro nominal 2000 mm, piezas normalizadas como 6 codos de 90º de acero con el mismo espesor que la tubería y una T de 2000 mm para realizar la entrega. En el punto de entrega se colocarán válvulas de mariposa y caudalímetros.