



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



**Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento:
sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia)
para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).**

Memoria

Trabajo Final de Grado

Curso: 2014/15

Valencia, junio de 2015

Grado en Ingeniería Civil

Autor:

Zornoza Camarasa, Bernardo

Tutor:

Escuder Bueno, Ignacio

Cotutor:

Macián Cervera, Vicente Javier

ÍNDICE GENERAL DEL TFG

- **PARTE 0: Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento.**
 - **AUTORES:**
 - Martí Ferri, Ángela
 - Martí Vidal, Andrés
 - Zornoza Camarasa, Bernardo

- **PARTE 1: Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento: sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia) para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).**
 - **AUTOR:**
 - Zornoza Camarasa, Bernardo



PARTE 0

Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento.



ÍNDICE PARTE 0

1. MEMORIA



1. MEMORIA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Introducción
- 1.2. Problemática y objetivos
- 1.3. Objeto y alcance del estudio
- 1.4. Condicionantes
- 1.5. Estructura del documento

2. DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO

- 2.1. Antecedentes
- 2.2. Recopilación de información visitas de campo
 - 2.2.1. Organismos consultados
 - 2.2.2. Visitas de campo
- 2.3. Descripción de la zona de estudio
 - 2.3.1. Situación y emplazamiento
 - 2.3.2. Climatología
 - 2.3.3. Geología
 - 2.3.4. Geomorfología
 - 2.3.5. Hidrología
 - 2.3.5.1. Hidrología superficial
 - 2.3.5.2. Hidrología subterránea
 - 2.3.6. Riesgo de deslizamiento y desprendimiento
 - 2.3.7. Vegetación
 - 2.3.8. Calidad de las aguas superficiales

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

- 3.1. Descripción de las soluciones
 - 3.1.1. Introducción
 - 3.1.2. Alternativa 1
 - 3.1.2.1. Captación 1
 - 3.1.2.2. Transporte 1
 - 3.1.2.3. Entrega 1
 - 3.1.3. Alternativa 2
 - 3.1.3.1. Captación 2

3.1.3.2. Transporte 2

3.1.3.3. Entrega 2

- 3.2. Valoración económica
- 3.3. Análisis multicriterio

4. BIBLIOGRAFÍA

ÍNDICE DE ANEJOS

- Anejo 0.1. Cálculos hidrológicos
- Anejo 0.2. Predimensionamiento de soluciones
- Anejo 0.3. Valoración económica
- Anejo 0.4. Estudio de soluciones

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Datos de nubosidad (Observatorio de Manises)*
- *Tabla 2. Coordenadas de los puntos para obtener la concentración de nitratos*
- *Tabla 3. Dimensiones del azud sumergido de la Captación 1.*
- *Tabla 4. Dimensiones del azud sumergido de la Captación 2.*
- *Tabla 5. Valoración económica.*
- *Tabla 6. Análisis multicriterio.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Planta general. Problemática y necesidades.*
- *Figura 2. Planta de la confluencia del Barranco de Mandor con el río Turia.*
- *Figura 3. Situación y emplazamiento*
- *Figura 4. Situación y emplazamiento 2*
- *Figura 5. Diagramas de Gausson de Manises, Riba-Roja del Turia y Villamarchante.*
- *Figura 6. Planta de la geología de la zona y leyenda.*
- *Figura 7. Planta de los puntos para estudio de la concentración de nitratos.*
- *Figura 8. Gráfica de la distribución de la concentración de nitratos en los puntos de estudio.*
- *Figura 9. Esquema de la alternativa 1 en planta.*
- *Figura 10. Esquema de la alternativa 2 en planta.*
- *Figura 11. Detalle en planta de la entrega de la Alternativa 2.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Este proyecto se corresponde con un Trabajo Final de Grado realizado por tres alumnos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y con el asesoramiento del tutor y cotutor del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente: Ignacio Escuder Bueno y Vicente Javier Macián Cervera.

El estudio, de índole hidráulico, trata sobre el diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento en el río Turia, el problema que motiva la redacción de este trabajo es real y precisa de una solución.

Este Trabajo Final de Grado se divide en dos partes claramente diferenciadas, la primera de ellas es la que nombraremos Parte 0 y se corresponde con un apartado realizado en conjunto por los tres miembros del equipo. La segunda parte constituye el trabajo individual de cada uno de los miembros, de modo que se subdivide en otras tres partes claramente diferenciadas cuyos títulos son:

- Parte 1: *Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento: sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia) para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).*

Alumno: Zornoza Camarasa, Bernardo

- Parte 2: *Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de diseño de estación de bombeo y tramo en tubería forzada para abastecimiento de la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).*

Alumno: Martí Ferri, Ángela

- Parte 3: *Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de diseño de sistema de entrega con depósito de regulación con capacidad de 60.000 m³ para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).*

Alumno: Martí Vidal, Andrés

1.2. Problemática y objetivos

La ejecución de este estudio presenta dos objetivos principales que condicionan el diseño de las soluciones, son objetivos motivados por la necesidad de dar respuesta a un problema real.

La ETAP (Estación de Tratamiento de Aguas Potables) de La Presa (T.M. de Manises), propiedad del Excmo. Ayuntamiento de Valencia y del Ente Metropolitano de Servicios Hidráulicos (EMSHI) y cuya concesión ostenta EMIVASA, abastece a la Ciudad de Valencia y su Área Metropolitana captando el agua del río Turia a partir de una azud de derivación ubicada junto a las instalaciones.



Figura 1. Planta general. Problemática y necesidades.

El problema principal lo constituye el aporte al río Turia de un barranco situado aguas arriba de la captación actual llamado Barranco de Mandor. El trazado de este cauce atraviesa la población de La Eliana, de modo que se ha producido una ocupación urbanística de la ribera y zona de policía que implica una fuerte presión sobre las condiciones ambientales del barranco (Figura 2).

En periodos de lluvias torrenciales el Barranco de Mandor llega a trasegar caudales de hasta 75 m³/s (Confederación Hidrográfica del Júcar, 2010), lo cual se ve acentuado por el incremento de escorrentía que supone la ocupación urbanística. Ante tal crecida la capacidad del colector que desvía las aguas del barranco aguas abajo de la ETAP es insuficiente y se produce el vertido al río Turia.

El aporte supone una considerable carga contaminante y las instalaciones de la ETAP no tienen capacidad de depuración suficiente para tratar con esta agua, por lo cual se debe proceder a la interrupción de las labores de potabilización de la planta.



Figura 2. Planta de la confluencia del Barranto de Mandor con el río Turia.

A continuación se exponen en orden de prioridad los dos objetivos principales que presenta este estudio con la finalidad de solventar la problemática:

- a) Ubicar la captación aguas arriba del Barranto de Mandor para mejorar el funcionamiento de la ETAP:

La interrupción de las labores de potabilización de la ETAP como consecuencia del aporte del Barranto de Mandor de gran carga contaminante en periodos de lluvias torrenciales motiva la decisión de ubicar la captación aguas arriba de la confluencia del río Turia con el barranco en cuestión. De esta forma queda totalmente resuelta la problemática relativa al Barranto de Mandor.

- b) Mejorar la calidad de las aguas

Aprovechar la decisión de reubicar la captación para llevarla a cabo en una zona del río Turia con una calidad de aguas óptima. Para ello se realizará una toma de muestras en diferentes puntos del río y un posterior análisis de las mismas, los resultados serán determinantes para decidir el emplazamiento de la azud de derivación.

1.3. Contenido y alcance del estudio

Este Trabajo Final de Grado contiene un estudio sobre el diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento en la ETAP de La Presa (T.M. Manises). Contiene una Parte 0 con una memoria realizada en equipo en la que se introduce el objeto de estudio y se realiza una exposición de posibles alternativas de las cuales se escoge una. Seguidamente se dará paso a las partes individuales en las que cada miembro del grupo profundizará en una parte determinada del conjunto.

El alcance de este trabajo abarca:

- Descripción del ámbito de estudio y la problemática vigente.
- Realización de un estudio de alternativas con análisis multicriterio para determinar la solución óptima que será desarrollada con mayor rigor.
- Dimensionamiento y comprobación de las infraestructuras de captación, transporte y entrega de agua para su posterior aprovechamiento en la ETAP.
- Valoración económica de la solución proyectada.

Los procedimientos constructivos y el planeamiento del diseño y explotación de la solución adoptada no forman parte de este trabajo.

1.4. Condicionantes

Existen una serie de factores externos o externalidades que van a condicionar el diseño de las alternativas y la solución final:

- La zona de actuación pertenece al ámbito territorial del Parque Natural del Turia, lo cual implica la necesidad de prestar especial atención a las posibles afecciones al medio ambiente y el turismo.
- Los núcleos urbanos, redes viarias y los usos del suelo condicionan la ubicación de las infraestructuras.
- La confluencia con el río Turia de otras ramblas, barrancos y arroyos que condiciona la calidad de las aguas y por tanto el emplazamiento de la captación.
- La situación de La ETAP La Presa en el margen derecho del río Turia supone un importante factor a tener en cuenta en la determinación del trazado de las conducciones.

1.5. Estructura del documento

El presente documento está conformado por un total de cuatro partes, en cada una de las cuales se desarrolla una memoria con sus anejos correspondientes. A continuación se presenta un pequeño esquema explicativo de las partes y contenidos.

- | | | |
|--------------------|---|--|
| TRABAJO EN GRUPO | { | PARTE 0 Introducción y estudio de soluciones |
| | | PARTE 1 Captación de la solución adoptada |
| TRABAJO INDIVIDUAL | { | PARTE 2 Transporte de la solución adoptada |
| | | PARTE 3 Entrega de la solución adoptada |

2. DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO

2.1. Antecedentes

Como se definió anteriormente, este proyecto pretende mejorar la calidad del agua recogida del río Turia, para el abastecimiento de la Planta Potabilizadora, cuando hay lluvias torrenciales y que el abastecimiento del río no se interrumpa por este motivo. De esta forma la ETAP tendrá suministro continuo de agua del río y de mayor calidad.

2.2. Recopilación de información en visitas de campo

Durante la redacción de este proyecto se han realizado varias visitas de campo para observar de cerca la zona de estudio y concretar la ubicación de las infraestructuras:

Visita a la ETAP: La primera salida tenía como objetivo el de visitar las instalaciones de la ETAP y entender el funcionamiento de la planta. Además, se inspeccionó la margen derecha del río Turia junto a la potabilizadora para estudiar la posibilidad de ubicar la entrega.

Toma de muestras: La segunda salida realizada consistió en tomar muestras de agua en los puntos estratégicamente más significativos para que fueran analizadas y así determinar los emplazamientos de las captaciones.

2.3. Descripción de la zona de estudio

2.3.1. Situación y emplazamiento

La zona objeto de estudio está situada en la Provincia de Valencia, entre las comarcas del Camp de Turia y L'Horta, y atraviesa los términos municipales de Manises, Riba-Roja del Turia y Villamarchante siguiendo el cauce del río Turia (Figura 3).

La ETAP de "La Presa" (T.M. de Manises) es una estación de tratamiento de agua potable que abastece junto a la estación "El Realón" (T.M. Picassent) a la ciudad de Valencia y su Área Metropolitana (municipios como Manises, Paterna, Quart de Poblet, Mislata, Benimament, Burjasot, Godella y Xirivella). La planta se ubica en un meandro en la margen derecha del río Turia, situado junto a la urbanización de La Presa y se abastece actualmente de las aguas del río Turia captadas junto a las instalaciones y del río Júcar a través del canal Júcar-Turia, el cual finaliza su recorrido a escasos metros de la ETAP (Figura 4).



Figura 3. Situación y emplazamiento 1



Figura 4. Situación y emplazamiento 2.

2.3.2. Climatología

El clima de la zona de estudio se corresponde con el habitual en la Comunidad Valenciana, se distingue por sus suaves inviernos, la irregularidad de sus precipitaciones, con máximos relativos en otoño y primavera y una fuerte sequía estival. En lo que se refiere a la provincia de Valencia la característica climática más importante es su escasa pluviometría, que además se distribuye irregularmente a lo largo del año. Las lluvias de mayor intensidad tienen lugar en el otoño, concretamente durante el mes de octubre con precipitaciones mensuales que en ocasiones llegan al 25% del total anual. Durante el invierno decrecen las lluvias para presentar otro máximo en primavera, si bien éste es menos marcado que el de otoño. En verano la escasez de lluvias es la nota predominante, si bien la exigua precipitación tiene carácter tormentoso y resulta muy puntual.

El área de estudio se encuentra afectada por un clima de tipo termo mediterráneo seco, con precipitaciones de 400-500 mm anuales y temperatura media anual superior a los 17 °C.

Tanto las temperaturas como las precipitaciones se encuentran enormemente influenciadas por la orografía. La disposición del relieve, provoca la existencia de valles secos donde se produce una sombra pluviométrica, existiendo un fuerte contraste sombra-valle, lo que provoca que parte de estos valles presenten incluso rasgos semiáridos.

A continuación se muestran en la *Figura 5* los diagramas de Gausson de tres municipios del área de estudio, Manises, Riba-Roja del Turia y Villamarchante. Estos diagramas se han elaborado con los datos de temperaturas y precipitaciones medias mensuales de cada estación, durante los años comprendidos entre 1961 y 1990, ambos inclusive.

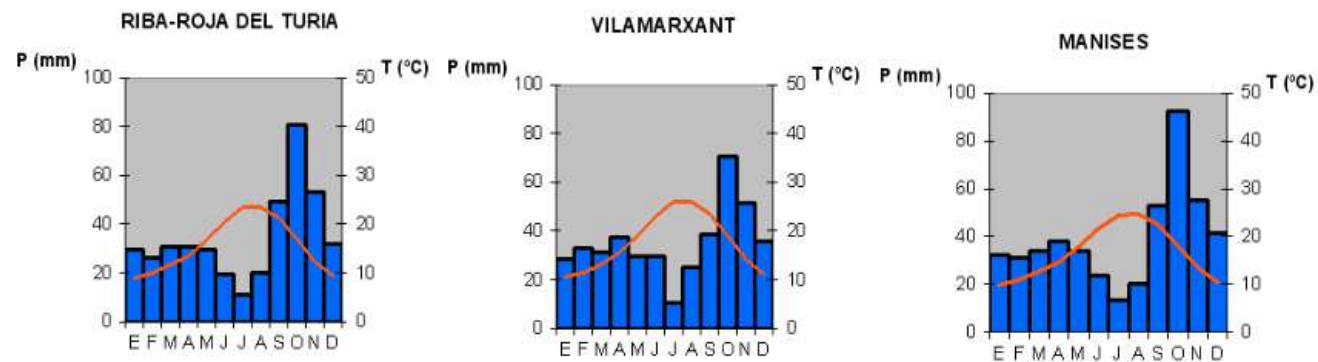


Figura 5. Diagramas de Gausson de Manises, Riba-Roja del Turia y Villamarchante.

Como se puede observar los tres diagramas son bastante similares, reflejan un clima monoxérico, con un periodo seco que abarca desde Mayo hasta Agosto, salvo en Villamarchant donde se alarga hasta Septiembre.

Seguidamente se exponen los datos nubosidad en la *Tabla 1*, obtenidos del observatorio de Manises y días de lluvia, durante los años comprendidos entre 1961 y 1990, ambos inclusive.

DATOS DE NUBOSIDAD													
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Media Anual
Días despejados	10	6	8	6	7	10	16	12	10	8	8	10	111
Días de nubes y claros	13	13	14	14	15	14	12	14	15	15	13	13	165
Días nublados	8	9	9	10	9	6	3	5	5	8	8	8	89
Días de lluvia													
Manises	5	5	5	7	7	5	2	3	4	6	6	6	63
Riba-Roja del Turia	4	5	4	5	6	3	1	3	3	5	4	4	47
Vilamarxant	3	4	4	4	4	4	1	3	4	4	4	3	41

Tabla 1. Datos de nubosidad (Observatorio de Manises).

Como se puede observar el número de días con nubes y claros al año es casi la mitad 45%, el porcentaje de días despejados es un 31 % y el de días nublados un 24%. También se puede observar la diferencia de días de lluvia entre Manises y Villamarchante, 22 días. Esta diferencia es, sin duda, debida a la posición fisiográfica de cada observatorio, ya que como se ha indicado anteriormente la influencia de la orografía sobre la precipitación es muy acusada.

En lo que se refiere a los regímenes de los vientos, direcciones e intensidad, a continuación se exponen los datos de la estación de Valencia según se deduce de los mapas y esquemas del Atlas Climático Nacional.

Primavera:

Dominantes de Este, fuertes o medios.

Secundarios del Noroeste, Oeste y Sureste, medios en intensidad y recorrido.

Verano:

Dominantes de Este, con intensidades y recorridos altos.

Secundarios del Sureste y Noroeste, medios.

Otoño:

Dominantes de Oeste, con intensidades y recorridos altos.

Secundarios del Norte y Este, con intensidades y recorridos medios-altos.

Invierno:

Dominantes de Oeste, fuertes.

Secundarios del Noroeste, medios.

Los recorridos medios anuales del viento, independientemente de la dirección, quedan comprendidos para toda la zona representada entre 10 y 15 Km/hora.

2.3.3. Geología

El ámbito territorial cuenta con una amplia variedad de materiales que se corresponden con rocas de tipo caliza-dolomía de disposición tabular pertenecientes a las estratificaciones orientales de la Cordillera Ibérica. Las zonas más bajas, sedimentarias aluviales, están rellenas de materiales detríticos y calizos que son aprovechados agrícola y ganaderamente.

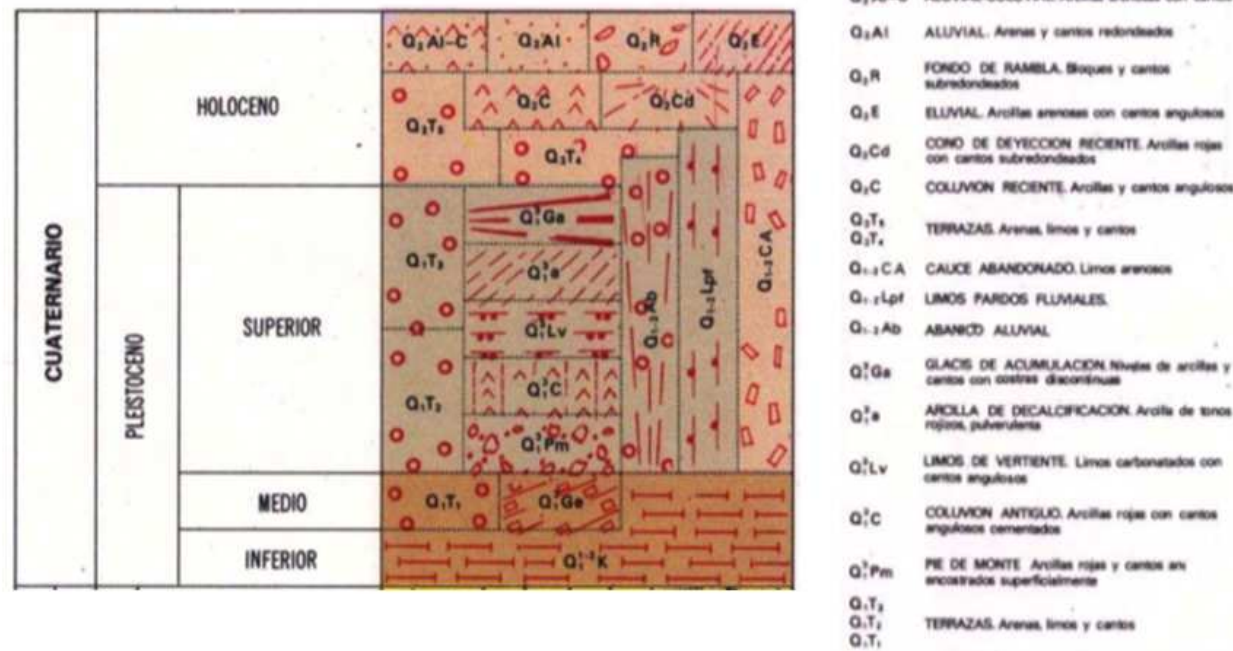
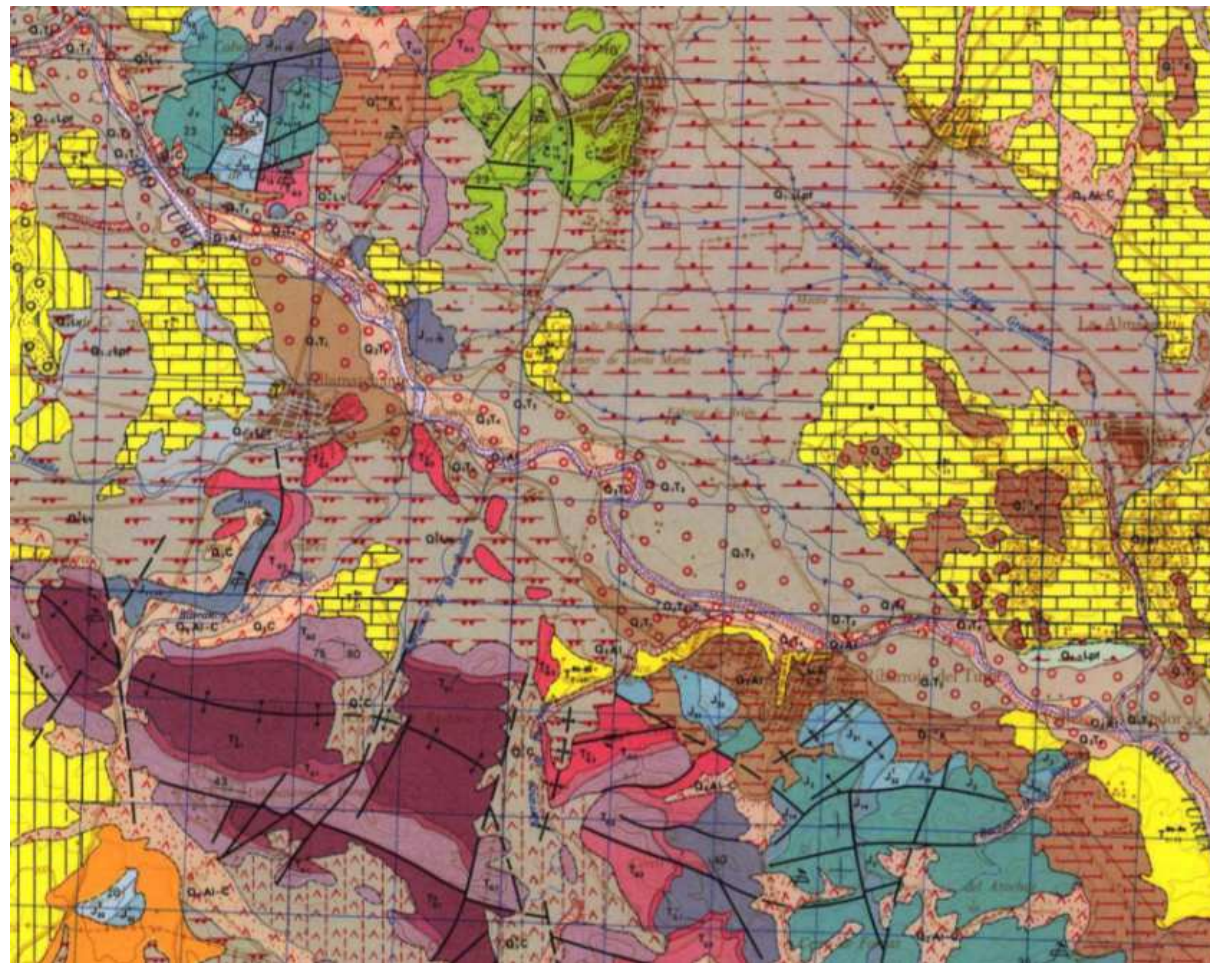


Figura 6. Planta de la geología de la zona y leyenda.

El río Turia atraviesa toda la zona de Oeste a Este, y se encuentra flanqueado por numerosos afluentes que funcionan generalmente en régimen torrencial en épocas lluviosas, los más importantes son rambla Primera y rambla Castellana. El cauce del río discurre asociado a terrazas constituidas por limos, arenas y cantos (Figura 6).

2.3.4. Geomorfología

La zona de estudio se sitúa en una zona de transición entre tres sierras, al norte (Portaceli y Calderona), oeste (Los Bosques y Andilla) y sur (del Ave) y la llanura que se extiende hacia el este, en la cuenca y desembocadura del río Turia. Podemos hablar de una zona de pendientes suaves que se desarrollan sobre sedimentos detríticos y carbonatados. La morfología general es un sistema de mesas, cuevas y cerros por el amplio valle de Turia.

El principal agente morfodinámico es el agua que actúa disolviendo los materiales solubles y erosionando los poco consolidados. Cabe resaltar que estos procesos de meteorización son muy lentos debido a la escasez de precipitaciones y a las temperaturas invernales.

2.3.5. Hidrología

2.3.5.1. Hidrología superficial

En la zona de estudio, el río Turia constituye el principal curso fluvial, discurre de oeste a este y muchos otros cursos de agua más pequeños confluyen en él, como la Rambla Castellana, la Aceña o el río Sot. Hay que considerar además la existencia de varios barrancos y ramblas que se caracterizan por poseer un caudal intermitente a lo largo del año que varía en función de las precipitaciones, lo cual condicionará la calidad del agua, como el Barranco del Murter o el de Mandor, siendo este último el más determinante en nuestro proyecto.

El Turia no cuenta con ningún embalse que lo regule en el entorno de la zona de estudio, aunque aguas arriba sus aguas si se almacenan en los embalses de Loriguilla y de Benagéber. También se debe hacer referencia al embalse de Buseo que regula las aguas del río Sot, uno de los principales tributarios del Turia. Cabe resaltar la gran importancia de la red de drenaje secundaria desde el punto de vista de la interconectividad de los sistemas naturales.

Los cálculos hidrológicos a partir de los cuales se obtiene el caudal de diseño utilizado en el dimensionamiento de las infraestructuras proyectadas se encuentran en el Anejo 0.2. *Cálculos Hidrológicos*.

2.3.5.2. Hidrología subterránea

El ámbito de estudio se asienta sobre los Sistemas Acuíferos n° 51 "Plana de Valencia" y n° 53 "Medio Turia. Mesozoico Septentrional Valenciano", de acuerdo con la clasificación del Instituto Geológico Minero de España (IGME, 1993).

Según las unidades geomorfológicas identificadas, las características de estos acuíferos son:

- Los relieves carbonatados moderadamente karstificados corresponden a los acuíferos con fisuración y cavidades formadas por disolución de rocas carbónicas dolomíticas. La facilidad de obtención del agua es media.
- En las lomas carbonatadas se forman igualmente acuíferos de tipo fisurado cuando la porosidad eficaz se debe a la existencia de multitud de fracturas y discontinuidades en la roca, la disponibilidad de agua es media.
- El tipo de acuífero que se forma en relieves silíceos-carbonatados es también de tipo fisurado con una disponibilidad media.

- En formaciones aluviales, lomas en materiales detríticos y aluviales-coaluviales aparecen acuíferos de tipo detrítico, constituidos por formaciones de partículas sueltas (gravas, arenas o limos). Estas unidades generan acuíferos multicapa.

2.3.6. Riesgo de deslizamiento y desprendimiento

En el mapa de "Litología, Aprovechamiento de Rocas Industriales y Riesgo de Deslizamiento en la Comunidad Valenciana" de la Serie Cartográfica Temática de la Consellería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Generalitat Valenciana (1998) se exponen las zonas donde se encuentran los riesgos de deslizamiento catalogados en la Comunidad Valenciana. Se puede observar un riesgo de deslizamiento bajo en las riberas del río Turia tanto en el margen derecho (entre los T.M. de Villamarchante y Benaguasil) como el izquierdo (al suroeste del T.M. de Paterna).

2.3.7. Vegetación

El importante déficit hídrico, sobre todo en época estival, añadido a la acción reiterada de la mano del hombre, impide el desarrollo óptimo de la vegetación del parque. Así, las especies vegetales dominantes en el área son, en general, perennifolias y esclerófilas. Debido a la especial incidencia del fuego forestal en la zona se destaca la presencia de varias especies rebrotadoras, como la coscoja (*Quercus coccifera*) o el lentisco (*Pistacia lentiscus*), o aquellas incapaces de rebrotar, por lo que cuentan con semillas resistentes al fuego como el pino carrasco (*Pinus halepensis*). Una gran parte del ámbito rural está dedicado a los cultivos.

- Vegetación potencial**

El clima relativamente seco y la naturaleza del terreno hacen que la variedad edáfica del territorio esté vinculada básicamente a la presencia del río Turia.

- Vegetación actual**

La vegetación presente en el ámbito de estudio ha cambiado mucho durante los últimos años debido a las acciones del hombre. De hecho las formaciones forestales existentes corresponden, predominantemente, a pinares secundarios de pino carrasco (*Pinus halepensis*).

Así mismo encontramos en las zonas de topografía llana cultivos de regadío: naranjos (*Citrus sinensis*), mandarinos (*C. nobilis*, *C. deliciosa*) y hortícolas, así como de secano: algarrobos (*Ceratonia siliqua*), olivos (*Olea europaea*) y almendros (*Prunus dulcis*).

- Vegetación de ribera**

La ribera del Turia cuenta con la mejor representación de este tipo de vegetación. La mejor conservada está formada por choperas (*Populus nigra*), saucedas (*Salix alba*, *Salix elaeagnos*, *Salix purpurea*), álamos (*Populus alba*) y en contacto con el agua encontramos toda una comunidad halófila constituida por carrizos, enneas y juncos mientras que diversos macrófitos del género *Potamogeton* afloran a la superficie desde el lecho del río. En cambio las zonas sometidas a mayor presión antrópica, presentan menor diversidad y peor estado de conservación, en muchos casos el predominio de las cañas no deja desarrollar la vegetación propia de ribera.

Por otra parte la vegetación asociada a las ramblas y barrancos que desembocan en el Turia se encuentra constituida casi exclusivamente por cañaverales, aunque algunos presentan pequeñas choperas y matorrales ribereños mediterráneos.

2.3.8. Calidad de las aguas superficiales

A continuación se describe y analiza la calidad de las aguas superficiales en el tramo de estudio en cuestión con la finalidad de facilitar la elección de la ubicación de las captaciones para cada alternativa. Los datos expuestos son condicionantes iniciales para la elaboración de este Trabajo Final de Grado.

Los valores proporcionados en la *Tabla 2* son relativos a la concentración de Nitratos (NO_3) del agua en cinco puntos diferentes del cauce del río Turia y se distribuyen a lo largo de 16 km desde la ETAP hacia aguas arriba. Los análisis han sido realizados en un laboratorio autorizado y registrado por la Consellería de Sanitat a petición de Vicente Javier Macián Cervera desde EMIVASA.

CONCENTRACIÓN DE NITRATOS NO_3 (mg/L)						
PUNTO		1	2	3	4	5
COORDENADAS UTM	X	714280.22	711832.29	707096.41	705094.18	4382950.61
	Y	4377618.40	4379924.94	4381575.44	4382950.61	4385251.93
NO_3 (mg/L)		18,8	10,5	8,1	6,9	5,3

Tabla 2. Coordenadas de los puntos para obtener la concentración de nitratos.

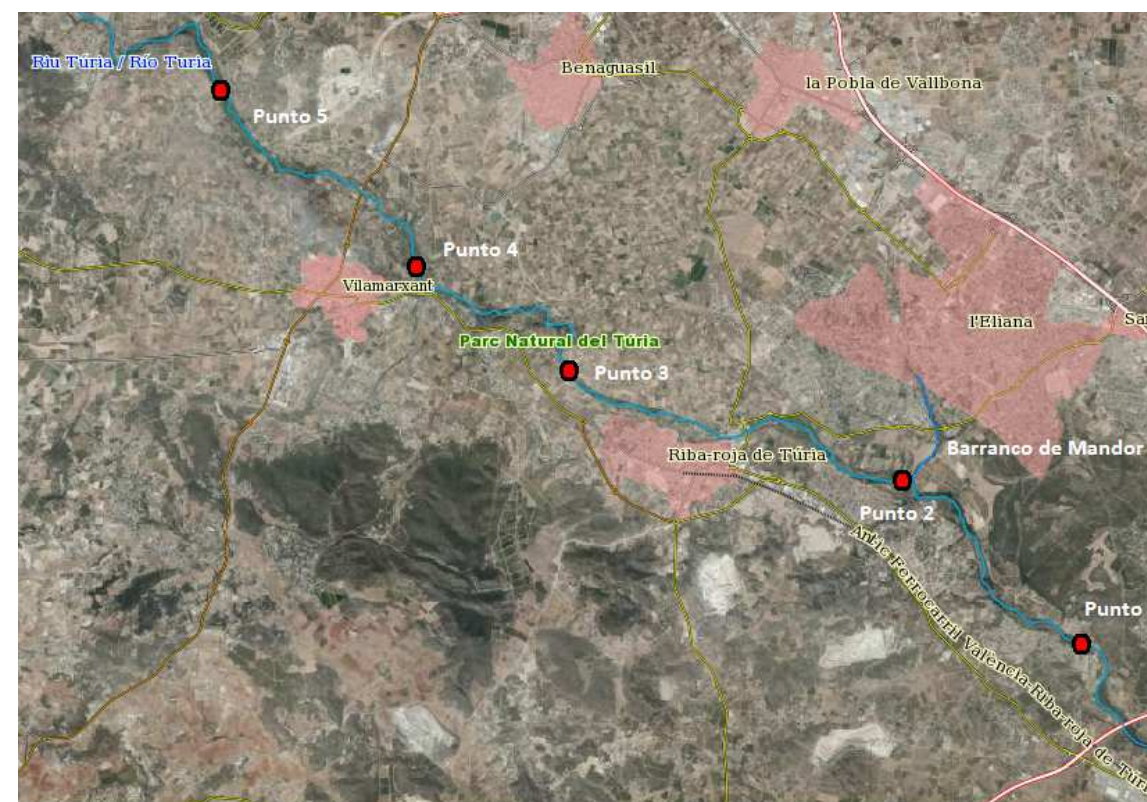


Figura 7. Planta de los puntos para estudio de la concentración de nitratos.

Como se puede apreciar en la *Figura 8*, la concentración de Nitratos es bastante superior en las proximidades de la ETAP (18,8 mg/L), se produce un descenso considerable respecto a este valor inmediatamente aguas arriba del Barranco de Mandor. A partir de este punto, los valores de concentración descienden progresivamente a lo largo de 12 km de cauce fluvial hasta alcanzar valores mínimos (5,3 mg/L) a la altura de la Azud de Lorca en el término municipal de Villamarchante.

3.1.2. Alternativa 1

3.1.2.1. Captación 1

Para la ubicación de la Captación 1 se tienen en cuenta varios condicionantes, el objetivo principal de la nueva obra es el de posicionar la captación aguas arriba del barranco de Mandor y aprovechar este desplazamiento para ubicarla en un punto con una buena calidad de agua, además para este caso en particular se pretende generar un embalse desde el cual se pueda bombear el agua.

A partir de los datos de un análisis efectuado en varios puntos del río próximos a la zona de interés, lo cual se especifica en el apartado 2.3.8. *Calidad de las aguas superficiales* de la Memoria, se pretende realizar la Captación 1 en el entorno del punto 2. Esta zona está situada aproximadamente 1 km aguas arriba del Barranco de Mandor y con una concentración de nitratos suficientemente baja (10,5 mg/L NO₃) comparada con el valor correspondiente al punto 1 en el cual se ubica la captación actual y cuya concentración es de 18,8 mg/L NO₃.

Para esta alternativa, el emplazamiento de la azud está situado en el Término Municipal de Riba-Roja del Turia, unos 5 km aproximadamente aguas arriba de la ETAP La Presa, concretamente en las coordenadas UTM: X: 710565.7793357, Y: 4380481.1052392 y coordenadas geográficas: Longitud: 00°32'57.90"W, Latitud: 00°32'57.90"W.

Se intenta desarrollar una solución que cumpla con los condicionantes iniciales y se encuentre en un rango de viabilidad optimizando el coste económico, por lo cual se decide ejecutar en esta alternativa la captación lo más abajo posible en conformidad con estos factores que nos delimitan.

La obra de captación consiste en un azud sumergido de hormigón en masa, cuyo principio funcional es la acción de la gravedad. La infraestructura está diseñada para crear un pequeño embalse a la cota de 68 msnm que permita bombear los caudales deseados con regularidad y vierta por coronación el agua no aprovechada.

La azud se dimensiona para el nivel de avenida de proyecto correspondiente al caudal del río Turia para T= 100 años en ese tramo, 2270 m³/s. Los cálculos de estabilidad llevados a cabo en el *Anejo 0.3. Predimensionamiento de soluciones* se realizan para la situación normal de explotación con 11,64 m³/s (*Estación de aforos 2028, CHJ*) y las situaciones accidental y extrema, ambas con caudales de 2270 m³/s correspondientes al periodo de retorno de T= 100 años.

Las dimensiones y cotas aproximadas del azud se muestran en la *Tabla 3*:

Cota embalse (msnm)	68,15
Cota de coronación (msnm)	68
Cota terreno (msnm)	65
Cota de cimientos (msnm)	63,5
Altura de azud sobre cimientos (m)	3
Altura de cimientos (m)	1,5
Altura total azud (m)	4,5
Longitud de coronación (m)	95
Anchura coronación (m)	0,3
Anchura base (m)	5,7
Talud paramento aguas arriba	0,06H:1V
Talud paramento aguas abajo	1,75H:1V

Tabla 3. Dimensiones del azud sumergido de la Captación 1.

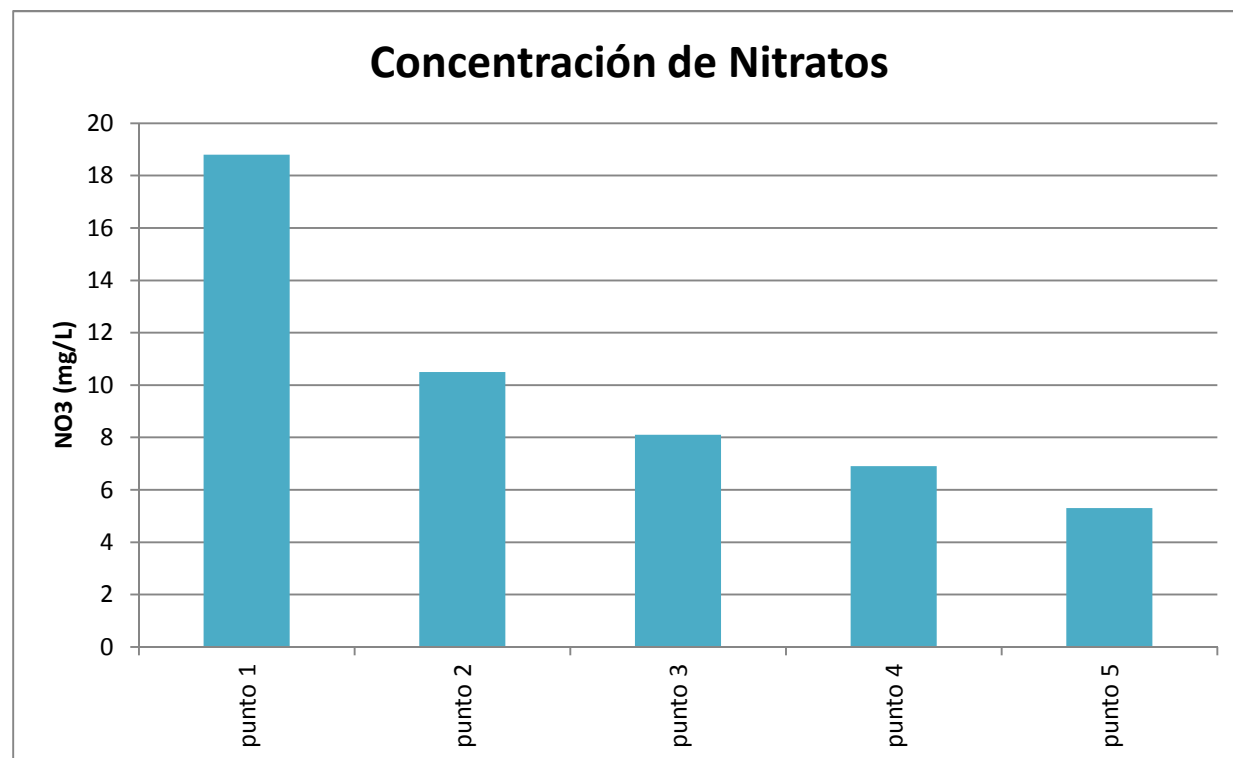


Figura 8. Gráfica de la distribución de la concentración de nitratos en los puntos de estudio.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

3.1. Descripción de soluciones

3.1.1. Introducción

Una vez definidas las condiciones y establecidos los objetivos concretos para solventar la problemática, se lleva a cabo un estudio de soluciones en el cual se plantean dos posibles alternativas. La primera de ellas consiste en una captación que consta de un azud sumergido justo aguas arriba del Barranco de Mandor con una estación de bombeo en la margen derecha para elevar el agua hasta la cota +106 junto a la traza de la línea de FGV Valencia - Riba-Roja, desde el cual se abastecerá a un depósito de 60.000 m³ de capacidad junto a las instalaciones de la ETAP mediante una tubería forzada siguiendo el camino del ferrocarril por el borde izquierdo en dirección Valencia. La segunda alternativa consiste en una captación que consta de un azud sumergido que abastece un canal para captar el agua embalsada, una cámara de carga y una tubería forzada que transportará el agua hasta la actual obra de captación de la ETAP.

A continuación se definirán con mayor detenimiento las dos soluciones, diferenciando en cada una de ellas captación, transporte y entrega. De modo que establecemos para la alternativa 1 la captación 1, transporte 1 y entrega 1 (Alternativa 1: C1-T1-E1) y para la alternativa 2 la captación 2, transporte 2 y entrega 2 (Alternativa 2: C2-T2-E2).

El embalse generado ocuparía una superficie de 47.760 m² y tendría un volumen de 83.650 m³.

3.1.2.2. Transporte 1

El transporte se llevara a cabo a partir de una conducción forzada desde el azud hasta el depósito colocado en las inmediaciones de la ETAP, el esquema general en planta se muestra en la *Figura 9*.



Figura 9. Esquema de la alternativa 1 en planta.

Este tramo de tubería de más de 5 kilómetros asciende desde una estación de bombeo localizada justo al lado del punto de captación hasta el nivel del ferrocarril de la línea de FGV Valencia - Riba-Roja del Turia a la altura de la urbanización Mas de Traver (T.M. de Riba-Roja del Turia), a partir de donde seguirá el trazado del mismo hasta la ETAP. La tubería se dimensionará para un caudal de 7,58 m³/s e irá enterrada en todo el tramo con una altura de tierras 1,50 m sobre clave, el material del que está compuesta la conducción es acero soldado helicoidalmente con un diámetro nominal de 2000mm y un espesor de 16mm.

3.1.2.3. Entrega 1

En esta alternativa se dispone un depósito de regulación junto a las instalaciones de la ETAP, de modo que la tubería que transporta el agua desde el azud de derivación verterá al depósito y desde este punto se distribuirá a la ETAP según sus requerimientos.

El depósito tendrá una capacidad total de 60.000 m³ distribuida en dos compartimentos, con una planta rectangular de dimensiones interiores 86.6 x 115.47 metros y una altura máxima de lámina de agua de 6 m (medidos desde el plano

superior de cimentación). La solera del depósito estará a cota 72 msnm y este quedará cubierto mediante un forjado tradicional que apoye en el borde superior del muro.

Las conexiones con las tuberías de llenado y de distribución a la ETAP se realizan mediante conducciones de acero, disponiéndose dos tuberías de entrada para el llenado de cada compartimento de diámetro nominal 1400mm y una de salida de diámetro nominal 1800 m. Además, se ejecutara un desagüe y un rebosadero situado en la vertical del desagüe en el depósito, este último de manera que se unan en una única conducción de FD 2000 mm que vierta en el río situado en las inmediaciones del nuevo depósito. Para una adecuada funcionalidad de las instalaciones se dispondrán válvulas de compuerta en cada una de las conducciones y válvulas de flotador en las conducciones de llenado.

Adjunto al depósito se ejecutará una cámara de llaves donde se alojarán las válvulas, así como los tubos de drenaje que se instalarán por debajo de la solera del depósito para captar las posibles pérdidas por fisuras y evitar la subpresión en la base de la solera. Para la entrega a la ETAP se construirá una pequeña cámara de llaves dentro del recinto de las instalaciones a la cota 67 msnm donde se recibirá la tubería de entrega y a partir de la cual se conectarán las tuberías de distribución y se regulará el caudal que precise la ETAP en cada momento. Las tomas serán 3, una para cada cámara de mezcla, con un diámetro nominal de 1000 mm.

Esta entrega garantiza una flexibilidad de trabajo suficientemente razonable en la ETAP.

3.1.3. Alternativa 2

3.1.3.1. Captación 2

Para la ubicación de la Captación 2 se tienen en cuenta varios condicionantes, posicionar la captación aguas arriba del barranco de Mandor y aprovechar este desplazamiento para ubicarla en un punto con una buena calidad de agua, pero en este caso se pretende además llevar a cabo el abastecimiento sin ningún dispositivo de bombeo intermedio, por lo que se emplaza a mayor altura.

Para esta alternativa, el emplazamiento de la azud está situado en el Término Municipal de Riba-Roja del Turia, unos 9 km aproximadamente aguas arriba de la ETAP La Presa, concretamente en las coordenadas UTM: X: 707045.4999861, Y: 4381653.8702311 y coordenadas geográficas: Longitud: 00°35'23.90"W, Latitud: 39°33'34.60"N.

A partir de los datos de un análisis efectuado en varios puntos del río próximos a la zona de interés, lo cual se especifica en el 2.3.8. *Calidad de las aguas superficiales* de la Memoria, se pretende realizar la Captación 2 en el entorno del punto 3. Esta zona está situada 4 km aguas arriba del Barranco de Mandor y con una concentración de nitratos suficientemente baja (8,1 mg/L NO₃) comparada con el valor correspondiente al punto 1 en el cual se ubica la captación actual y cuya concentración es de 18,8 mg/L NO₃.

Se intenta desarrollar una solución que cumpla con los condicionantes iniciales y se encuentre en un rango de viabilidad optimizando el coste económico, por lo cual se decide ejecutar en esta alternativa la captación lo más abajo posible en conformidad con estos factores que nos delimitan.

La obra de captación consiste en un azud sumergido de hormigón en masa, cuyo principio funcional es la acción de la gravedad. La infraestructura está diseñada para crear un embalse mayor que en el caso anterior a la cota de 84 msnm, que permita captar los caudales deseados con regularidad y vierta por coronación el agua no aprovechada.

La azud se dimensiona para el nivel de avenida de proyecto correspondiente al caudal del río Turia para T= 100 años en ese tramo, 1869 m³/s. Los cálculos de estabilidad llevados a cabo en el *Anejo 0.3. Predimensionamiento de soluciones* se

realizan para la situación normal de explotación con $11,64 \text{ m}^3/\text{s}$ (*Estación de aforos 2028, CHJ*) y las situaciones accidental y extrema, ambas con caudales de $1869 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondientes al periodo de retorno de $T= 100$ años.

Las dimensiones y cotas aproximadas del azud se muestran en la *Tabla 4*:

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
Longitud de coronación (m)	140
Anchura coronación (m)	0,30
Anchura base (m)	13
Talud paramento aguas arriba	0,06H:1V
Talud paramento aguas abajo	1,75H:1V

Tabla 4. Dimensiones del azud sumergido de la Captación 2.

El embalse generado ocuparía una superficie de 351.878 m^2 y tendría un volumen de 891.366 m^3 .

3.1.3.2. Transporte 2

En esta segunda alternativa se proyecta un canal en lámina libre y una conducción forzada para el transporte. La toma se realiza directamente del embalse al canal a través de una compuerta, asegurando los caudales de diseño (entre $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$) según las necesidades de la ETAP. El canal dirigirá el agua a lo largo de 1.150 m aproximadamente hacia una cámara de carga que permitirá transportar el agua a través de una conducción forzada hasta la ETAP.

Para el dimensionamiento inicial se ha tenido en cuenta la velocidad, que deberá ser aquella que no produzca erosión sobre las paredes ni sedimentación sobre la solera (entre $0,5\text{-}0,8 \text{ m/s}$); la pendiente longitudinal del canal, que deberá asegurar el transporte del agua en régimen subcrítico ($F < 1$); la rugosidad (en función del coeficiente de Manning) asociada al revestimiento elegido. Por lo que se establece una sección transversal semihexagonal con taludes de 60° en toda su traza, así como una pendiente longitudinal constante de 10 cm/km que condiciona el trazado a seguir por el canal, así como la ubicación de la cámara de carga.

El esquema general en planta se muestra en la *Figura 10*.



Figura 10. Esquema de la alternativa 2 en planta.

La toma de agua se realizará a la cota 84 msnm , luego el trazado diseñado consiste en seguir la curva de nivel de 84 msnm hasta el lugar establecido para la localización de la cámara de carga. La cota conseguida para el emplazamiento de la cámara de carga proporciona la posibilidad de transportar el caudal necesario hasta la planta sin necesidad de bombeo.

La cámara de carga tendrá unas dimensiones de $25 \times 25 \times 4,5 \text{ m}$, especificadas en el *Anejo 0.3 Predimensionamiento* de las soluciones. Esta altura incluye un resguardo de $0,5 \text{ m}$ sobre la lámina de agua correspondiente al nivel máximo de operación, que se mantendrá constante ante subidas del caudal entrante a la cámara, debido a la colocación de un aliviadero en el lateral, que desaguara el agua sobrante de nuevo al río.

Desde la cámara de carga se colocará una tubería para conducir el agua directamente a la ETAP. Dicha tubería será de acero, con un diámetro nominal de 2000 mm y un espesor de 16 mm . La tubería se colocará enterrada en toda su longitud con una altura de tierras $1,5 \text{ m}$ sobre clave. Los cálculos referentes al predimensionamiento de la tubería se encuentran en el *Anejo 0.3 Predimensionamiento de las soluciones*.

El trazado de la tubería viene condicionado por el Parque Natural del Turia. La tubería discurrirá en lo máximo posible por la ruta ciclista que recorre paralelamente la margen derecha del río.

3.1.3.3. Entrega 2

La entrega se realizará directamente en la toma actual en servicio de la ETAP. La cota necesaria para dicha entrega es de 56 msnm y las dimensiones de las tuberías serán de 2000 mm de diámetro nominal y un espesor de 16 mm. Para realizar el entramado en la ETAP y lograr evitar los posibles servicios que puedan verse afectados se ha decidido el trazado que se puede observar en la *Figura 11*. Para ello se utilizarán 6 codos de 90º de acero y una te de 2000 mm para realizar la entrega. En el punto de entrega se colocarán válvula de mariposa y caudalímetros electromagnético.

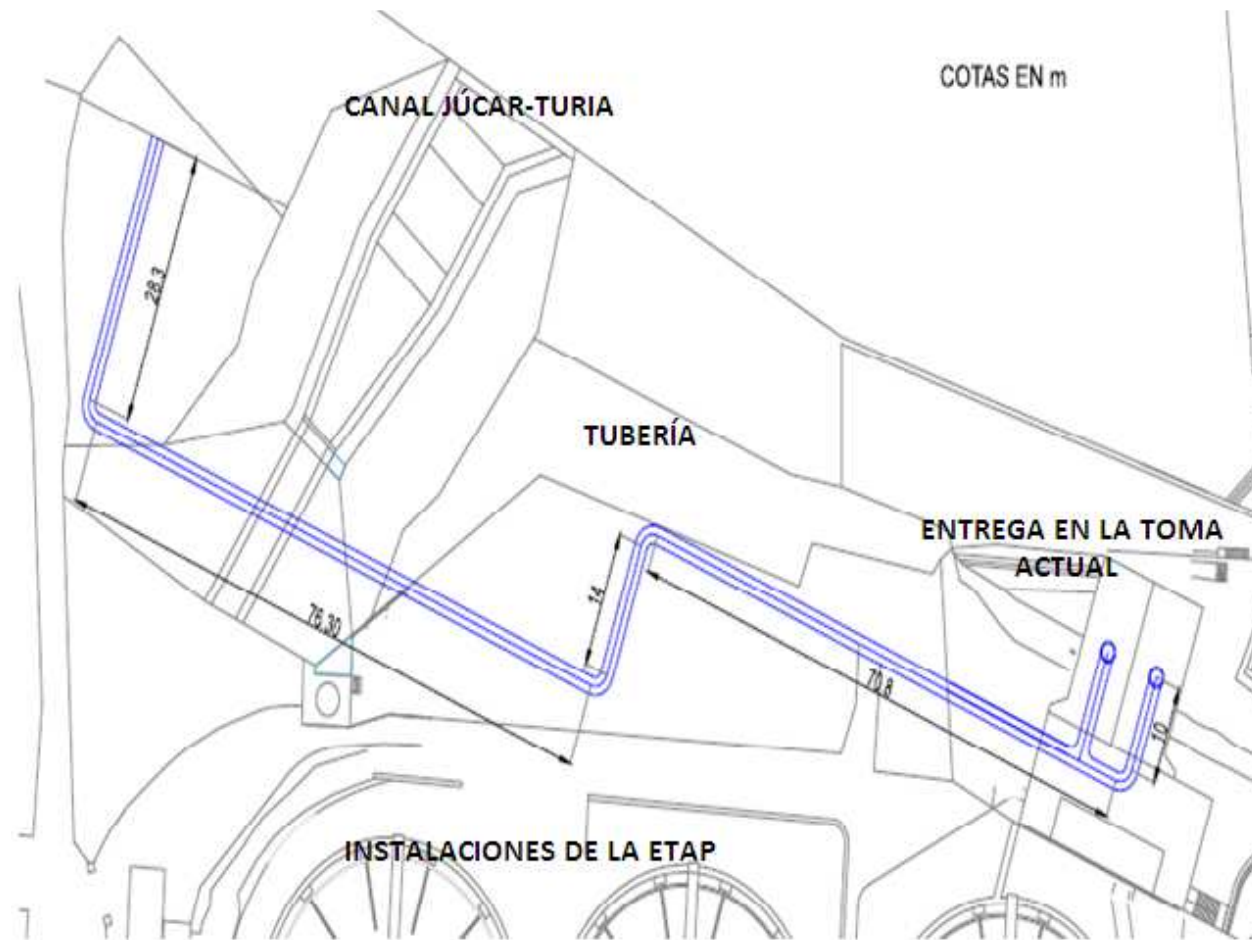


Figura 11. Detalle en planta de la entrega de la Alternativa 2.

3.2. Valoración económica

La valoración económica de ambas alternativas se lleva a cabo en el *Anejo 0.3. Valoración Económica* de esta parte. A continuación se adjunta la *Tabla 5* con el resumen de los costes de construcción, mantenimiento y explotación de cada alternativa:

Resumen de la valoración económica de la alternativa 1		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	17.357.658
Coste de mantenimiento	282.237	7.055.925
Coste de explotación	3.034.026	75.850.650
Resumen de la valoración económica de la alternativa 2		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	20.483.224
Coste de mantenimiento	425.317	10.632.935
Coste de explotación	-	-

Tabla 5. Valoración económica.

El coste de construcción se corresponde con el PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN, los costes expuestos en la *Tabla 5* incluyen la asignación del IVA (21%) y están actualizados según la variación del IPC. Los costes de mantenimiento y explotación están calculados para un periodo de vida útil de 25 años.

Se puede observar que los costes de construcción y mantenimiento de la alternativa 2 son mayores, aunque la alternativa 1 constituye unos costes de explotación importantes.

3.3. Análisis multicriterio

El análisis multicriterio de ambas alternativas se lleva a cabo en el *Anejo 0.4. Estudio de soluciones* de esta parte. El método empleado es el de Scoring. Se realiza según tres criterios principales: económico, medio ambiental y funcional. En la *Tabla 6* se muestra la asignación de puntuaciones y pesos del análisis y los resultados obtenidos:

Criterios	Pesos W_i	Puntuación	
		Alternativa 1 r_{i1}	Alternativa 2 r_{i2}
Coste de construcción	4	6	3
Coste de mantenimiento	2	4	3
Coste de explotación	3	0	9
Impacto ambiental	5	8	3
Volumen de agua garantizada	3	7	2
Flexibilidad	4	8	2
Cálculo del Score (S_{ij})		125	74

Tabla 6. Análisis multicriterio.

Tras realizar el análisis, es la Alternativa 1 la que resulta más recomendada con una puntuación de 125 Scores sobre los 74 de la alternativa 2.



4. BIBLIOGRAFÍA

- *Confederación Hidrográfica del Júcar y Mediar (2010). Obras del Proyecto de acondicionamiento del barranco Mandor. TT.MM. de L'Elia y Riba-Roja del Turia (Valencia).*
- *Instituto Geológico y Minero de España. La salud y los nitratos.*
- *Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient. Memoria de gestión, Parque Natural del Turia (2010).*
- *Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient. Plan de Ordenación de Recursos Naturales del Parque Natural del Turia (2007). Valencia.*
- *Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Máximas lluvias diarias en la España Peninsular.*
- *Ministerio de Fomento. Instrucción de Carreteras 5.2 IC - Drenaje Superficial CEDEX (2003). Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión. Ministerio de Fomento.*
- *Luis Yges Gomez. Diseño de depósitos de agua desde 100 m3 a 40.000 m3 de capacidad. Colección OBRAS HIDRÁULICAS dirigida por Manuel Mateos de Vicente.*
- *José Liria Montañés. Canales hidráulicos. Proyecto, Construcción, Gestión y Modernización. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.*
- *Apuntes de la asignatura Infraestructuras Hidráulicas. Curso 3º de GIC. Universidad Politécnica de Valencia*
- *Apuntes de la asignatura Hidráulica e Hidrología. Curso 3º de GIC. Universidad Politécnica de Valencia.*
- *Dolmen Ingeniería. Memoria de explotación de los servicios de agua potable y alcantarillado del ayuntamiento de Cadrete (Zaragoza).*
- *Proyecto de "Depósito de agua potable de 1000 m3 de capacidad en Agudo (Ciudad Real)". Por Pedro Blasco Saiz ICCP col nº 14248.*
- *Temario de Canales, por Ing. Agr. Michel Koolhaas, M.Sc. Prof. Adj. de Topografía.*
- *"Análisis multicriterio en la toma de decisiones". Métodos Cuantitativos Aplicados a la Administración. Material de Apoyo Análisis Multicriterio.*
- *Anderson, Sweeney y Williams "Métodos Cuantitativos para los Negocios" (7ª Ed.-1998).*
- *Saaty, Thomas "The Analytical Hierarchy Process". McGraw Hill, 1988.*
- *Antonio Llopis Alandí. "El coste del Agua Urbana en la ciudad de Valencia. Ciclo integral del Agua". Ajuntament de Valencia.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº3. Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº4. Avenida de proyecto. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº5. Aliviaderos y desagües. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº6. Construcción de presas y control de calidad. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *Bureau of Reclamation, USA: Diseño de Pequeñas Presas. Traducción de la 3ª Edición Americana Actualizada y Ampliada. 2007.*
- *Prof. Dr.Ing. Eugenio Vallarino: Tratado Básico de Presas. Tomo I. Generalidades-Presas de Hormigón y Materiales Suelos. 5ª Edición. 2001.*
- *Mikel Arrieta Arrieta. Proyecto Presa Castrovido. Junio 2012.*
- *Proyecto de construcción de las presas de cola del embalse de Itoiz. Documento Nº 4 Presupuesto.*
- *Revista de Obras Públicas nº 3328. Erosión fluvial y protección en pilas de puente: modelo reducido del puente nuevo de Mora de Ebro de Martín Vide, Juan Pedro y Dolz Ripollés, José. 1994.*



ANEJO 0.1. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

1.2. Objeto y alcance del estudio

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

3. CÁLCULO DE LOS CAUDALES PARA T=100 AÑOS

3.1. Alternativa 1

3.2. Alternativa 2

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Subcuencas hidrográficas.*
- *Tabla 2. Ubicación de la captación 1.*
- *Tabla 3. Subcuencas hidrográficas A1.*
- *Tabla 4. Tiempo de concentración subcuencas A1.*
- *Tabla 5. Factor de amplificación.*
- *Tabla 6. Precipitación Máxima Diaria A1.*
- *Tabla 7. Precipitación Máxima Diaria Corregida A1.*
- *Tabla 8. Cálculo de la Intensidad Media Diaria de Precipitación para A1.*
- *Tabla 9. Estimación del umbral de escorrentía.*
- *Tabla 10. Cálculo del Coeficiente de escorrentía A1.*
- *Tabla 11. Cálculo del Caudal Punta A1.*
- *Tabla 12. Método del hidrograma unitario triangular de Témez A1.*
- *Tabla 13. Valores pico para el hidrograma de entrada para T=100 años en A1.*
- *Tabla 14. Ubicación de la captación 2.*
- *Tabla 15. Subcuencas hidrográficas A2.*
- *Tabla 16. Tiempo de concentración subcuencas A2.*
- *Tabla 17. Precipitación Máxima Diaria A2.*
- *Tabla 18. Precipitación Máxima Diaria A2.*
- *Tabla 19. Cálculo de la Intensidad Media Diaria de Precipitación para A2.*
- *Tabla 20. Cálculo del Coeficiente de escorrentía A2.*
- *Tabla 21. Cálculo del Caudal Punta A2.*
- *Tabla 22. Método del hidrograma unitario triangular de Témez A2.*
- *Tabla 23. Valores pico para el hidrograma de entrada para T=100 años en A2.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Subcuencas hidrográficas.*
- *Figura 2. Mapa de isolíneas A1.*
- *Figura 3. Mapa de Isolíneas (I_1/I_d).*
- *Figura 4. Mapa de isolíneas (β).*
- *Figura 5. Hidrograma Loriguilla A1.*
- *Figura 6. Hidrograma Sot A1.*
- *Figura 7. Hidrograma Loriguilla- Sot A1.*
- *Figura 8. Hidrograma Castellana A1.*
- *Figura 9. Hidrograma Aceña A1.*
- *Figura 10. Hidrograma Castellana-Aceña A1.*
- *Figura 11. Hidrograma Turia-Escarihuela A1.*
- *Figura 12. Hidrograma Escarihuela A1.*
- *Figura 13. Hidrograma Turia-Captación 1 A1.*
- *Figura 14. Hidrograma T= 100 años A1.*
- *Figura 14. Hidrograma Turia-Captación 2.*
- *Figura 15. Hidrograma T=100 años A2.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Este Anejo de Cálculos Hidrológico constituye uno de los cuatro anejos adjuntos a la memoria de la Parte 0, el resultado de los cálculos hidrológicos que se llevan a cabo en este apartado del proyecto es determinante en el Estudio de Soluciones para escoger la mejor alternativa

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de esta sección es el cálculo de los caudales máximos para el periodo de retorno T=100 años, este caudal es determinante para la elaboración del diseño de las obras de captación.

El alcance de este trabajo abarca:

- Cálculo de las precipitaciones para el periodo de retorno T=100 años.
- Descripción de las subcuencas hidrográficas para determinar el caudal punta y tiempo de concentración, con T=100 años, de cada una de ellas.
- Obtención de los caudales de diseño, con T=100 años, para los puntos de captación de las dos alternativas propuestas.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

La Cuenca Hidrográfica del Turia se encuentra dentro del ámbito territorial de la Demarcación Hidrográfica del Júcar. Constituye la segunda mayor cuenca en la demarcación y atraviesa las provincias de Teruel y Valencia. El río Turia está regulado por los embalses de Benagéber y Loriguilla en su tramo medio-bajo, el río Sot constituye uno de los principales afluentes que a su vez se encuentra también regulado por el embalse de Buseo.

Las subcuencas que van a ser determinantes en este estudio son aquellas que constituyan un aporte para el río Turia desde aguas abajo del embalse de Loriguilla hasta la ubicación de las respectivas captaciones. Es un tramo bajo del río cuya cuenca pertenece en su totalidad a la provincia de Valencia, concretamente a las comarcas de Los Serranos y El Campo del Turia.

Por lo tanto, para la obtención de los caudales máximos y los tiempos de concentración se considerarán un total de nueve subcuencas en ambas alternativas. A continuación se realiza una breve descripción de cada una de ellas en la *Tabla 1*:

Referencia	Nombre	Descripción	
		Desde	Hasta
156	Loriguilla	Embalse Loriguilla	Conf. río Sot
157	Sot	Embalse Buseo	Conf. río Turia
158	Loriguilla-Sot	Conf. río Sot-Turia	Conf. rambla Castellana
159	Castellana	Rambla Castellana	Conf. rambla Castellana-Aceña
160	Aceña	Rambla Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana
161	Castellana-Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana	Conf. río Turia
162	Turia-Escarihuela	Conf. rambla Castellana	Conf. Rbla. Escarihuela
163	Escarihuela	Rambla Escarihuela	Conf. río Turia
164	Turia	Conf. rambla Escarihuela	Captaciones proyecto

Tabla 1. Subcuencas hidrográficas.

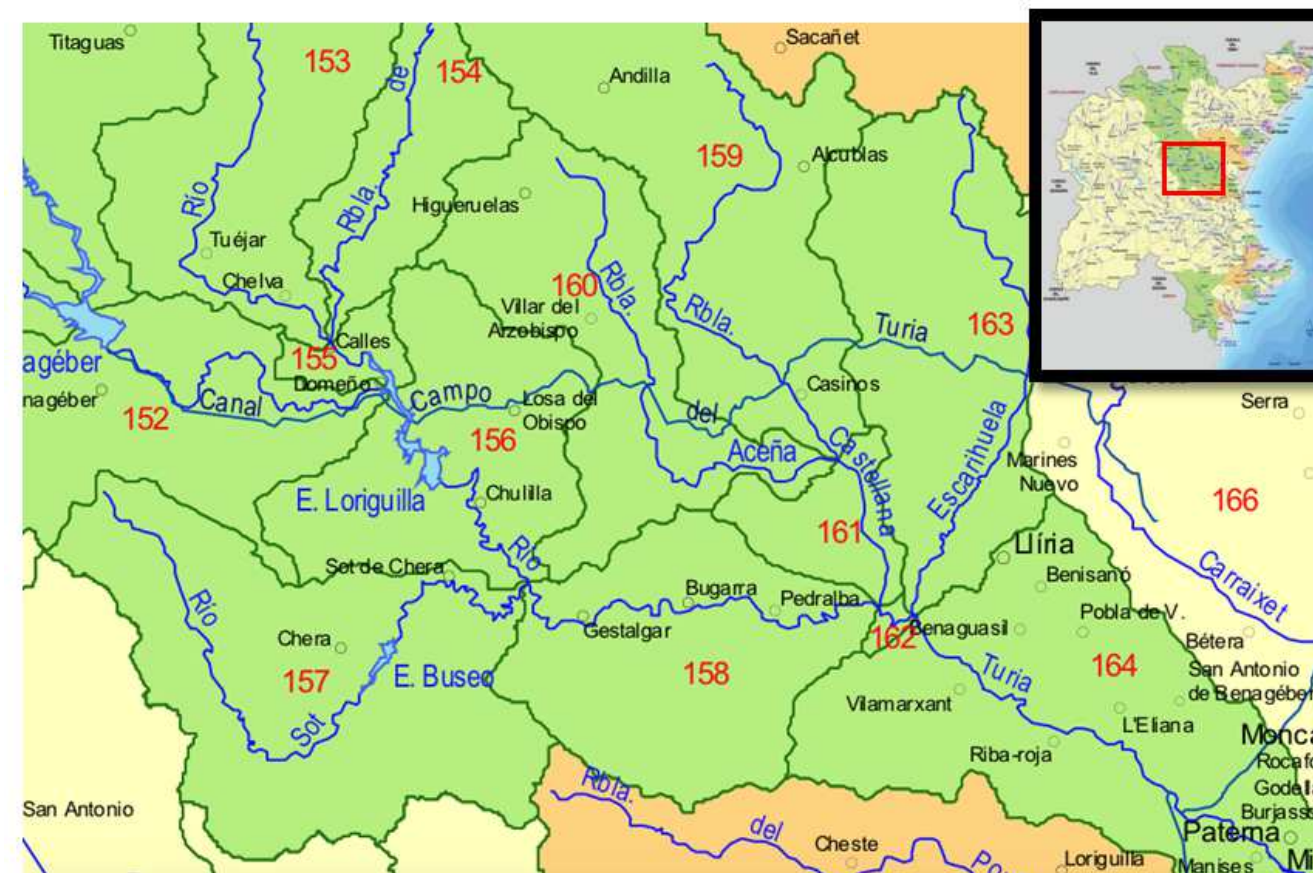


Figura 1. Subcuencas hidrográficas.

3. CÁLCULO DE LOS CAUDALES PARA T=100 AÑOS

3.1. Alternativa 1

A continuación se realizan los cálculos hidrológicos para T=100 años correspondientes a la Alternativa 1. Para ello habrá que tener en cuenta la ubicación de la Captación 1 (*Tabla 2*), lo cual será determinante en la obtención del caudal máximo y el tiempo de concentración:

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

Tabla 2. Ubicación de la captación 1.

El emplazamiento de la captación condiciona la extensión de la cuenca hidrográfica, a continuación se expone una tabla con las subcuencas a considerar en esta alternativa:

Referencia	Nombre	Descripción	
		Desde	Hasta
156	Loriguilla	Embalse Loriguilla	Conf. río Sot
157	Sot	Embalse Buseo	Conf. río Turia
158	Loriguilla-Sot	Conf. río Sot-Turia	Conf. rambla Castellana
159	Castellana	Rambla Castellana	Conf. rambla Castellana-Aceña
160	Aceña	Rambla Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana
161	Castellana-Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana	Conf. río Turia
162	Turia-Escarihuela	Conf. rambla Castellana	Conf. rambla Escarihuela
163	Escarihuela	Rambla Escarihuela	Conf. río Turia
164*	Turia*	Conf. rambla Escarihuela	Captaciones alternativa 1

Tabla 3. Subcuencas hidrográficas A1.

El método Racional Modificado de Témez es el empleado para realizar los cálculos hidrológicos, siguiendo las recomendaciones expuestas en la *Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial"*.

En primer lugar, se procede al cálculo del tiempo de concentración de cada una de las subcuencas, los resultados se muestran en la Tabla 4.

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Donde:

- t_c : Tiempo de concentración (h)
- J : Pendiente media del cauce principal
- L : Longitud del cauce principal (km)

Referencia	Nombre	Superficie(km ²)	Longitud(km)	$\Delta H(m)$	J	Tc(h)
156	Loriguilla	74.13	11.5	56	0.0051	5.28
157	Sot	88.14	12	210	0.0157	4.28
158	Loriguilla-Sot	164.69	26.8	110	0.0041	10.37
159	Castellana	249.51	28.3	600	0.0212	7.92
160	Aceña	157.86	25.3	360	0.0142	7.84
161	Castellana-Aceña	40.1	8.5	105	0.0124	3.52
162	Turia-Escarihuela	3.79	2.5	8	0.0032	1.79
163	Escarihuela	199.12	31.6	760	0.0241	8.40
164*	Turia*	143.54	14.19	40	0.0028	6.87

Tabla 4. Tiempo de concentración subcuencas A1.

A continuación se estima en el mapa de isóneas de la *Figura 2* el Coeficiente de Variación (Cv) y el valor medio de Precipitación Máxima Diaria Anual para cada subcuenca. Los valores tomados son los correspondientes en el mapa a los puntos indicados, cada uno de ellos representa a una de las nueve subcuencas.

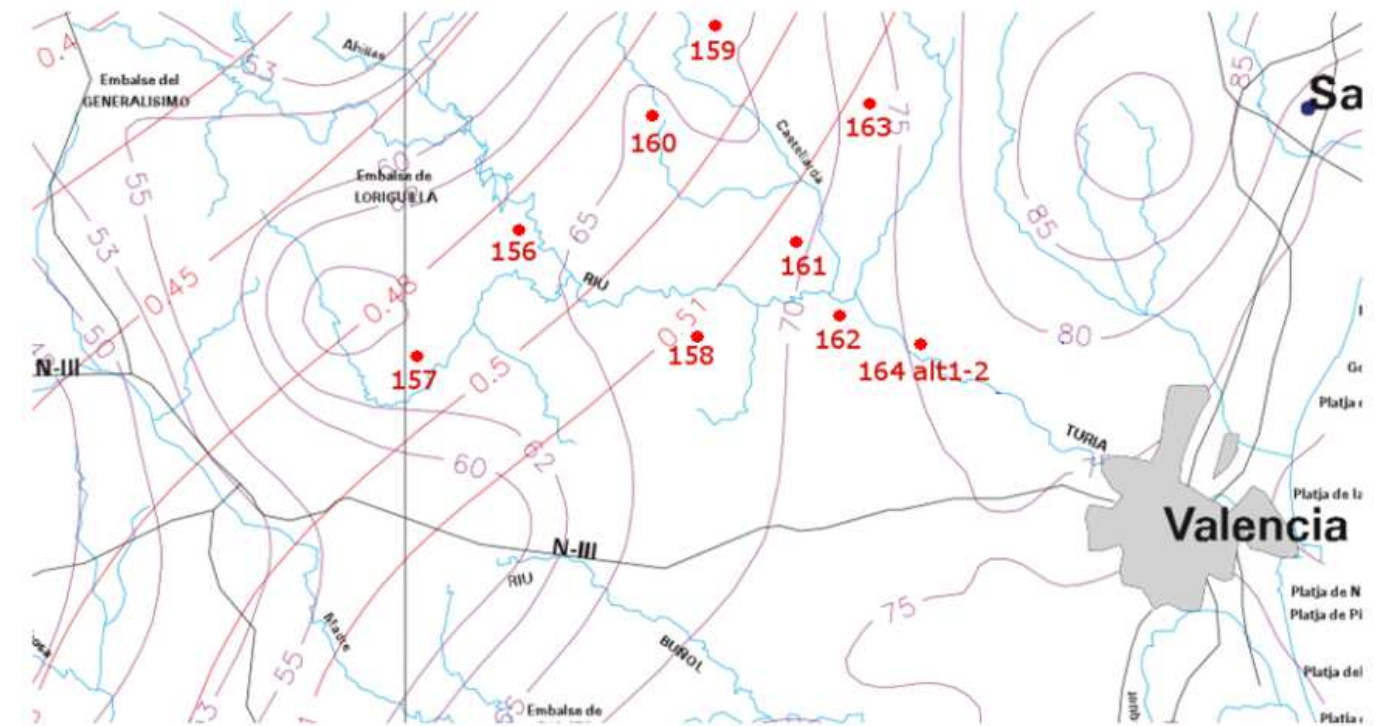


Figura 2. Mapa de isóneas A1.

Una vez estimados los valores de Cv y P en el mapa anterior se puede obtener el cuantil regional Yt (Factor de amplificación Kt) para el periodo de retorno T= 100 años en función de Cv. Para ello se emplea la *Tabla 5*, extraída del manual de la Dirección General de Carreteras. *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*.

C _v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 5. Factor de amplificación.

Una vez conocidos los diferentes valores del Factor de amplificación (K_{100}) para cada subcuenca, se procede al cálculo de la Precipitación Máxima Diaria (P_d), los resultados se muestran en la *Tabla 6*.

$$P_d = K_{100} \times P$$

Referencia	Nombre	P (mm/día)	C _v	K ₁₀₀	P _d (mm/día)
156	Loriguilla	63	0.48	2.708	170.60
157	Sot	62	0.49	2.739	169.82
158	Loriguilla-Sot	67	0.51	2.815	188.61
159	Castellana	64	0.49	2.739	175.30
160	Aceña	65	0.49	2.739	178.04
161	Castellana-Aceña	70	0.51	2.815	197.05
162	Turia-Escarihuela	72	0.51	2.815	202.68
163	Escarihuela	74	0.51	2.815	208.31
164	Turia*	75	0.51	2.815	211.13

Tabla 6. Precipitación Máxima Diaria A1.

Seguidamente se procede al cálculo del Coeficiente de Reducción Areal, el cual se obtiene en función de la superficie ocupada por las subcuencas a partir de la formulación siguiente:

$$K_A = 1 \rightarrow A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \rightarrow 1 < A < 3000 \text{ km}^2$$

Dado que las nueve subcuencas tienen un área comprendida entre 1 km² y 3000 km², el valor del Coeficiente de Reducción Areal vendrá dado por la segunda expresión. Del producto del K_A y la Precipitación Máxima Diaria (P_d) resulta la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'_d), los resultados se muestran en la *Tabla 7*:

$$P'_d = K_A \times P_d$$

Referencia	Nombre	P _d (mm/día)	K _A	P' _d (mm/día)
156	Loriguilla	170.60	0.8753	149.33
157	Sot	169.82	0.8703	147.79
158	Loriguilla-Sot	188.61	0.8522	160.73
159	Castellana	175.30	0.8402	147.79
160	Aceña	178.04	0.8534	151.94
161	Castellana-Aceña	197.05	0.8931	175.99
162	Turia-Escarihuela	202.68	0.9614	194.86
163	Escarihuela	208.31	0.8467	176.38
164	Turia*	211.13	0.8562	180.76

Tabla 7. Precipitación Máxima Diaria Corregida A1.

Para la obtención de la Intensidad Media Diaria de Precipitación (I_d), recurrimos a la formulación de Témez con la siguiente expresión:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{0,4}}$$

Donde:

- I = Intensidad Media correspondiente al intervalo de duración D (mm/h).
- D = Duración de la lluvia.
- I_d = Intensidad Media Diaria de Precipitación (mm/h).
- I_1/I_d = Relación entre la Intensidad Media horaria y la Diaria.

La Duración de la lluvia (D) se corresponde con el Tiempo de Concentración de la subcuenca (T_c). La Intensidad Media Diaria de Precipitación se corresponde con el cociente entre la Precipitación Máxima Diaria Corregida y las 24 horas del día:

$$I_d = \frac{P'_d}{24}$$

La relación entre la Intensidad Media Horaria y la Diaria (I_1/I_d), se obtiene a partir del Mapa de Isolíneas de la región peninsular de España de la Figura 3:



Figura 3. Mapa de Isolineas (I_1/I_d).

Adoptamos como valor de la relación el 11, dado que todas las subcuencas de estudio se encuentran en la zona señalizada con dicha isolínea. En la Tabla 8 se muestran los resultados obtenidos tras la aplicación de la formulación:

Referencia	Nombre	I_d (mm/h)	D (h)	I_1/I_d	I (mm/h)
156	Loriguilla	6.22	5.28	11	23.97
157	Sot	6.51	4.28	11	30.24
158	Loriguilla-Sot	6.69	10.37	11	14.76
159	Castellana	6.13	7.92	11	16.56
160	Aceña	6.33	7.84	11	17.20
161	Castellana-Aceña	7.33	3.52	11	35.15
162	Turia-Escarihuela	8.12	1.79	11	60.61
163	Escarihuela	7.34	8.40	11	18.97
164	Turia*	7.53	6.87	11	22.54

Tabla 8. Cálculo de la Intensidad Media Diaria de Precipitación para A1.

A continuación se procede a calcular el Coeficiente de Escorrentía (C) de cada una de las subcuencas, para ello es necesario conocer la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'_d) y el Umbral de Escorrentía (P_0) de la zona en cuestión. La formulación a utilizar es la siguiente:

$$C = \frac{(P'_d - P_0) * (P'_d + 23 * P_0)}{(P'_d + 11 * P_0)^2}$$

En primer lugar se tiene que determinar el Umbral de Escorrentía Inicial, por lo que se recurre a la Tabla 9, dispuesta en la Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial". Se decide escoger el mismo umbral de escorrentía para todas las subcuencas y se realizan varias suposiciones:

- Suelo con infiltración moderada (Grupo B).
- Cultivos en hilera colocados según las líneas de nivel (N).
- Pendiente mayor o igual al 3%.

Con estas condiciones el valor del Umbral de Escorrentía Inicial es de 16 mm.

TABLA 2-1
ESTIMACION INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTIA P_0 (mm)

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
Cultivos en hilera	< 3	R/N	20	14	11	8
		R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
		< 3	R/N	34	21	14

Nota: N: denota cultivo según las curvas de nivel.
R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

Tabla 9. Estimación del umbral de escorrentía.

El Umbral de Escorrentía (P_0) encontrado debe corregirse con un Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β), el cual viene dado en el siguiente mapa extraído también de la *Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial"*. Las isolíneas representadas en la *Figura 4* se corresponden con las zonas cuyo Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía es el indicado.



Figura 4. Mapa de isolíneas (β).

En la zona correspondiente a la ubicación de las subcuencas estudiadas, el Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β) es 3. El producto de dicho coeficiente por el Umbral de Escorrentía (P_0) proporciona el Umbral de Escorrentía Corregido.

$$P'_0 = P_0 * \beta$$

Así, tenemos todos los valores para poder calcular el coeficiente de escorrentía, se muestran en la *Tabla 10*.

Referencia	Nombre	Po(mm)	β	P'o(mm)	P'd(mm/día)	C
156	Loriguilla	16	3	48	149.33	0.2768
157	Sot	16	3	48	147.79	0.2735
158	Loriguilla-Sot	16	3	48	160.73	0.3006
159	Castellana	16	3	48	147.79	0.2724
160	Aceña	16	3	48	151.94	0.2824
161	Castellana-Aceña	16	3	48	175.99	0.3306
162	Turia-Escarihuela	16	3	48	194.86	0.3651
163	Escarihuela	16	3	48	176.38	0.3313
164	Turia*	16	3	48	180.76	0.3396

Tabla 10. Cálculo del Coeficiente de escorrentía A1.

Referencia	Nombre	C	I (mm/h)	Superficie (km ²)	K	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	0.2768	23.97	74.13	1.3381	182.88
157	Sot	0.2735	30.24	88.14	1.2475	252.70
158	Loriguilla-Sot	0.3006	14.76	164.69	1.5708	318.93
159	Castellana	0.2724	16.56	249.51	1.4867	464.94
160	Aceña	0.2824	17.20	157.86	1.4838	316.10
161	Castellana-Aceña	0.3306	35.15	40.1	1.2559	162.58
162	Turia-Escarihuela	0.3651	60.61	3.79	1.1291	26.29
163	Escarihuela	0.3313	18.97	199.12	1.5054	523.48
164	Turia*	0.3396	22.54	143.54	1.4428	440.35

Tabla 11. Cálculo del Caudal Punta A1.

Como último paso para acceder al cálculo del Caudal Punta se debe obtener el Coeficiente de Uniformidad en función del Tiempo de Concentración (tc) con la siguiente formulación:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Una vez obtenido este valor para cada subcuenca se procede al cálculo final para la obtención del Caudal Punta con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * K$$

Donde:

- Q : Caudal máximo (m³/s)
- C : Coeficiente de Escorrentía
- I : Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)
- A : Área de la cuenca (km²)
- K : Coeficiente de uniformidad

Tras haber calculado estos Caudales Punta (Q) y los Tiempos de Concentración (Tc) (Tabla 11), se puede obtener un hidrograma unitario para cada una de las subcuencas. El sumatorio o la superposición de los nueve hidrogramas resultantes conformará el hidrograma de la Cuenca Hidrográfica para la alternativa 1.

Para realizar estos hidrogramas se ha empleado el método del hidrograma unitario triangular de Témez. Dichos hidrogramas se obtiene empleando el Método del Hidrograma Unitario Triangular de Témez, éste método permite representar los gráficos a partir de tres puntos dados por las siguientes expresiones:

$$\text{Duración de la tormenta: } t_t = 2 * t_c$$

$$\text{Tiempo al pico: } t_p = 0.3 * t_t$$

$$\text{Caudal pico} = \text{Caudal máximo o de referencia}$$

A continuación se procede a representar los hidrogramas de cada una de las subcuencas con sus puntos característicos:

Referencia	Nombre	Tc(h)	Tt(h)	Tp(h)	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	5.28	10.56	3.17	182.88
157	Sot	4.28	8.55	2.57	252.70
158	Loriguilla-Sot	10.37	20.76	6.22	318.93
159	Castellana	7.92	15.83	4.75	464.94
160	Aceña	7.84	15.68	4.70	316.10
161	Castellana-Aceña	3.52	7.03	2.11	162.58
162	Turia-Escarihuela	1.79	3.58	1.07	26.29
163	Escarihuela	8.40	16.80	5.04	523.48
164	Turia*	6.87	13.74	4.12	440.35

Tabla 12. Método del hidrograma unitario triangular de Temez A1.

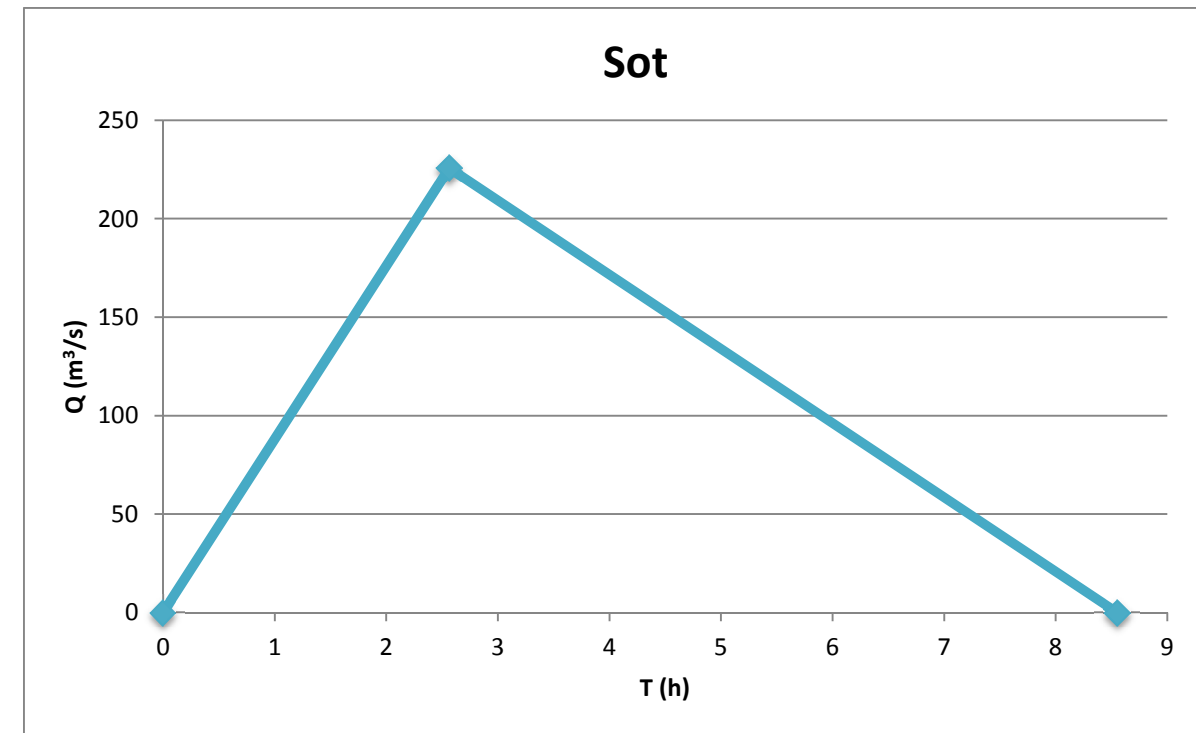


Figura 6. Hidrograma Sot A1.

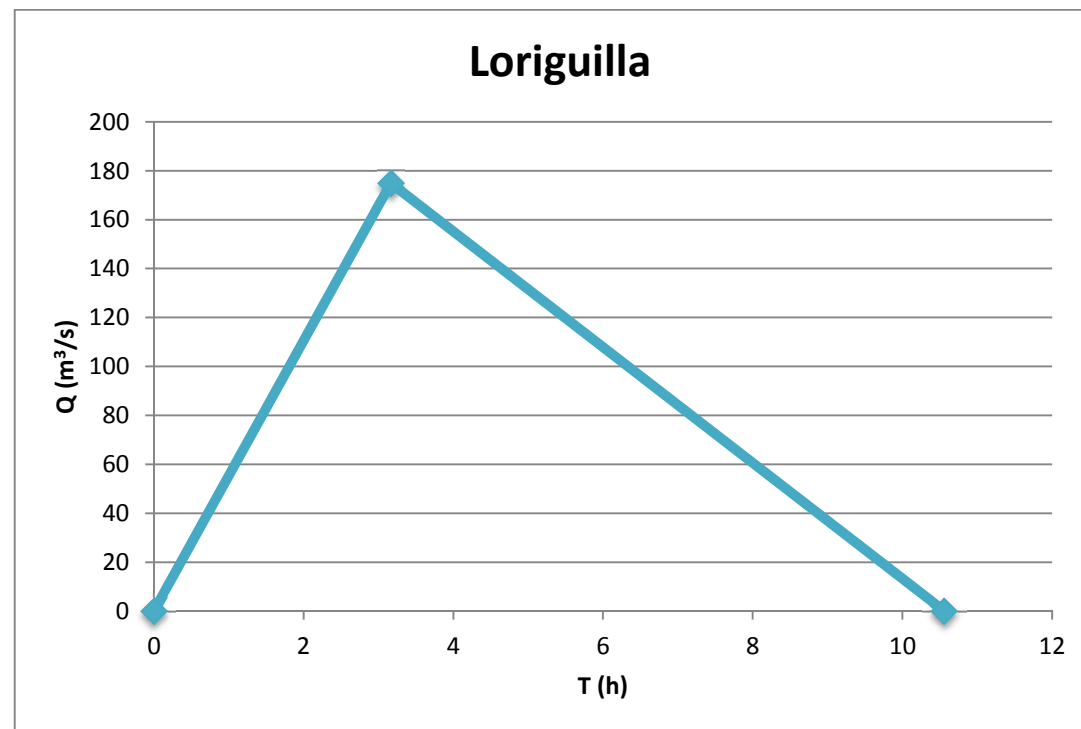


Figura 5. Hidrograma Loriguilla A1.

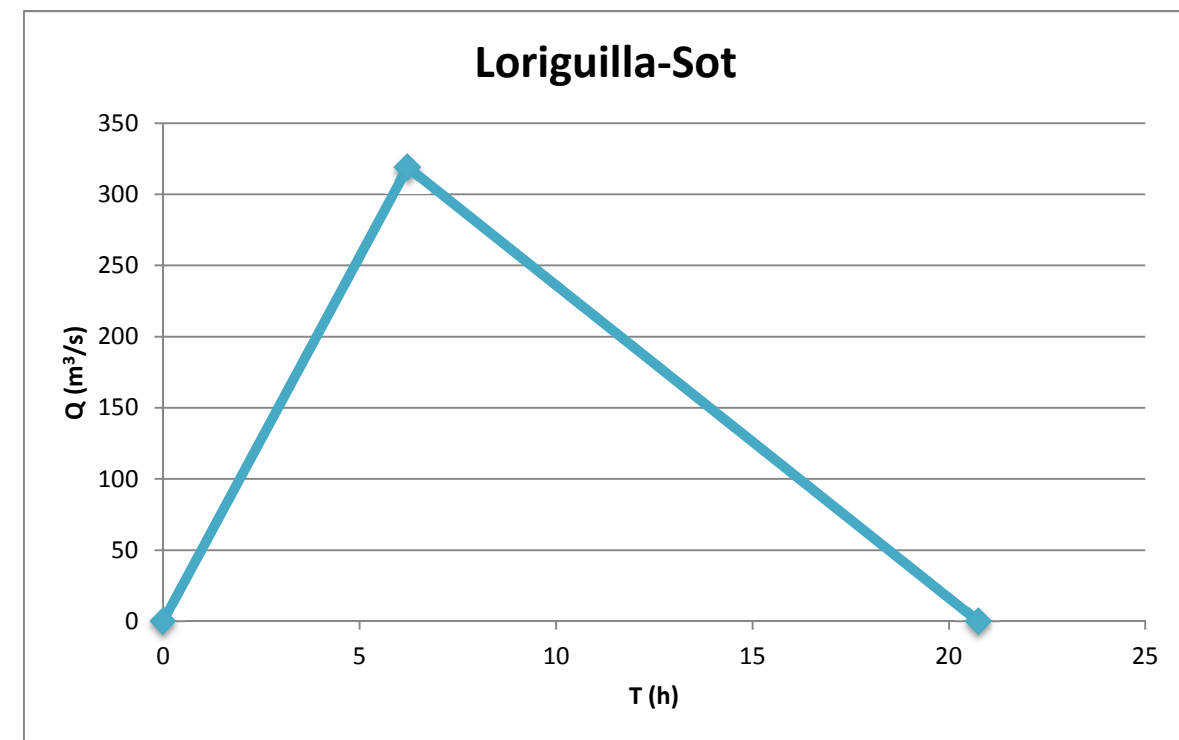


Figura 7. Hidrograma Loriguilla-Sot A1.

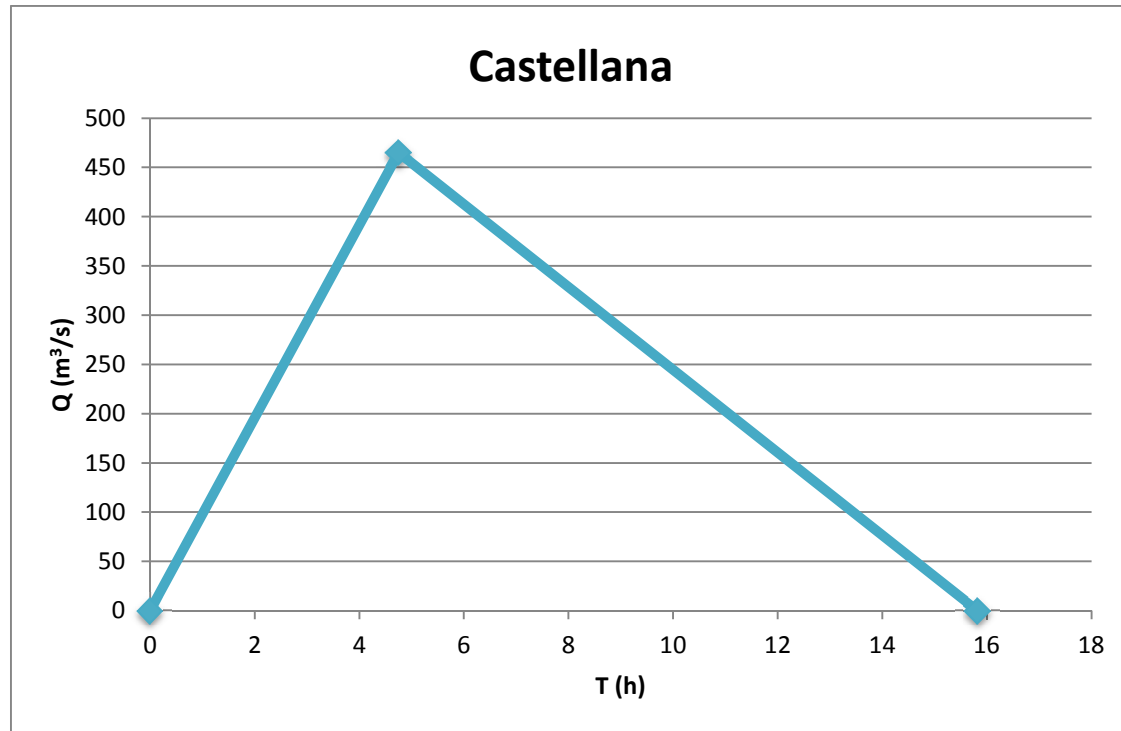


Figura 8. Hidrograma Castellana A1.

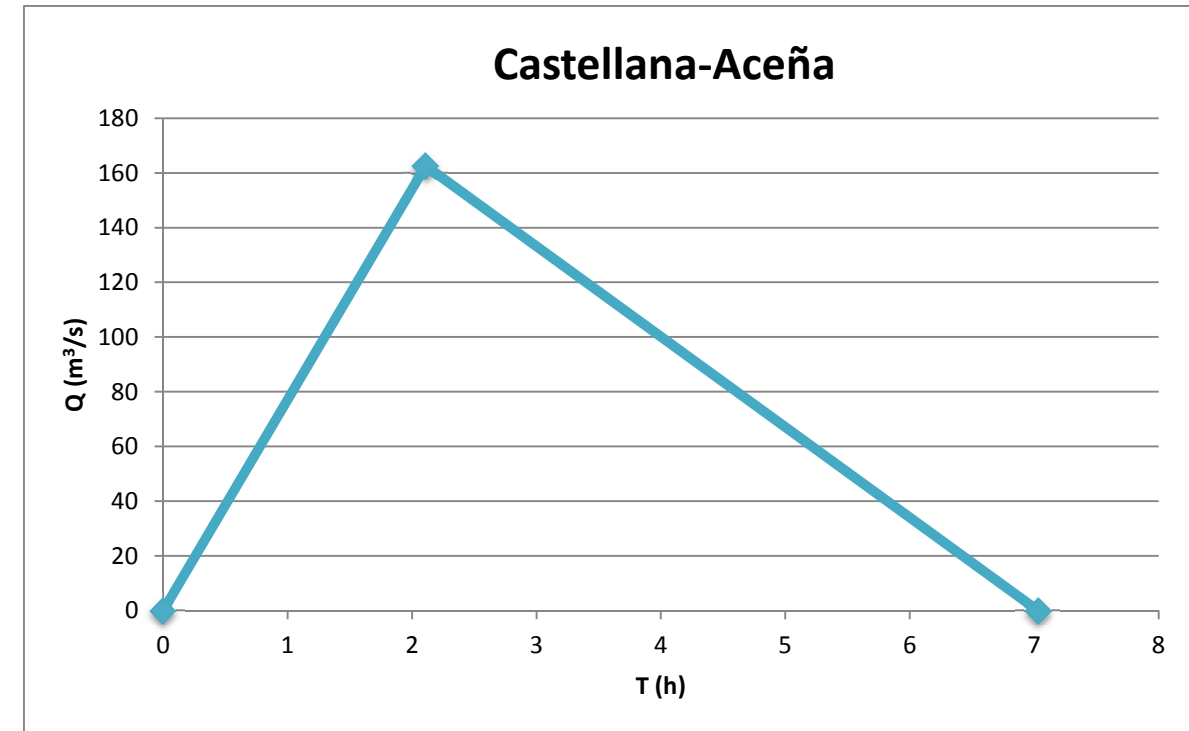


Figura 10. Hidrograma Castellana-Aceña A1.

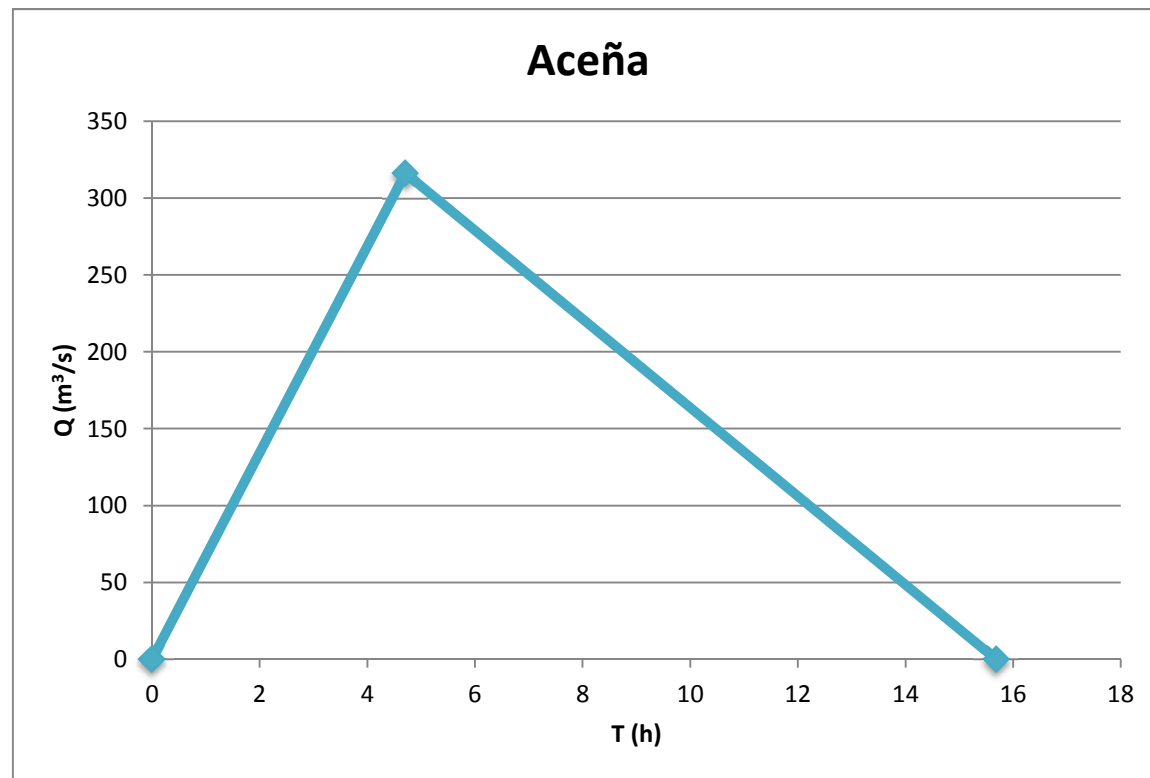


Figura 9. Hidrograma Aceña A1.

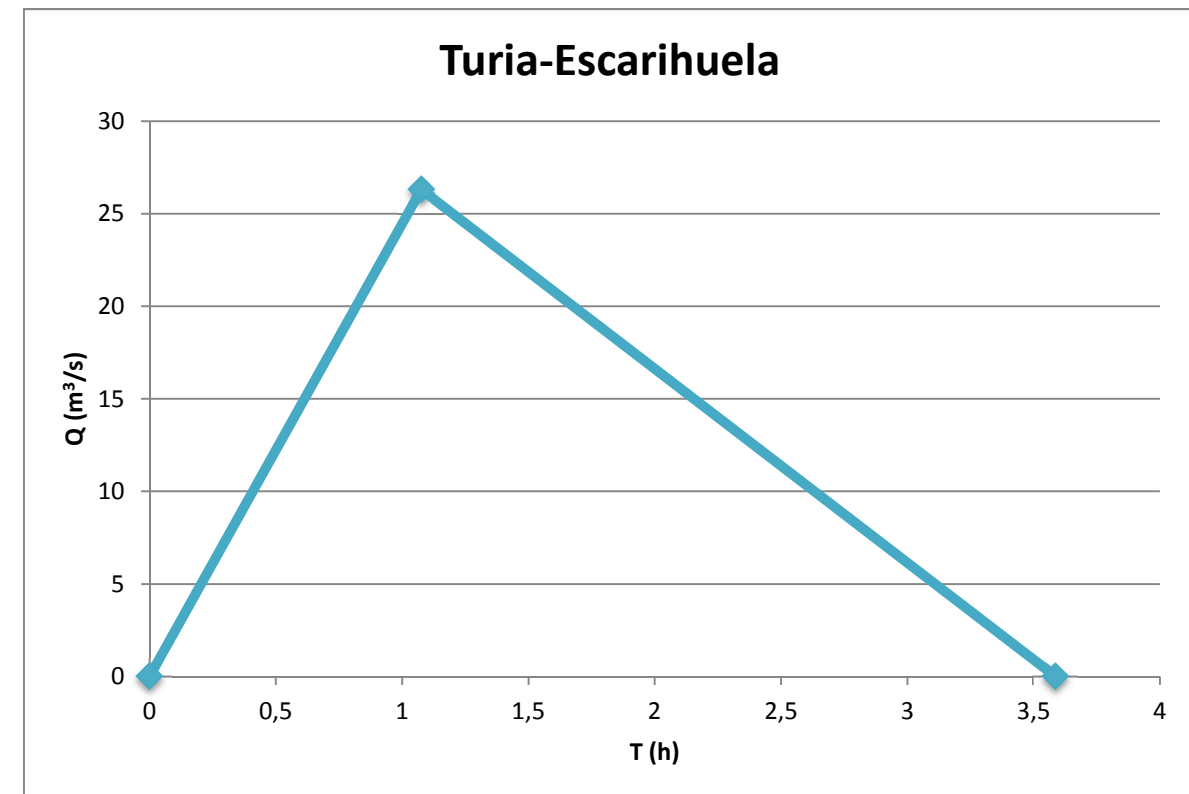


Figura 11. Hidrograma Turia-Escarihuela A1.

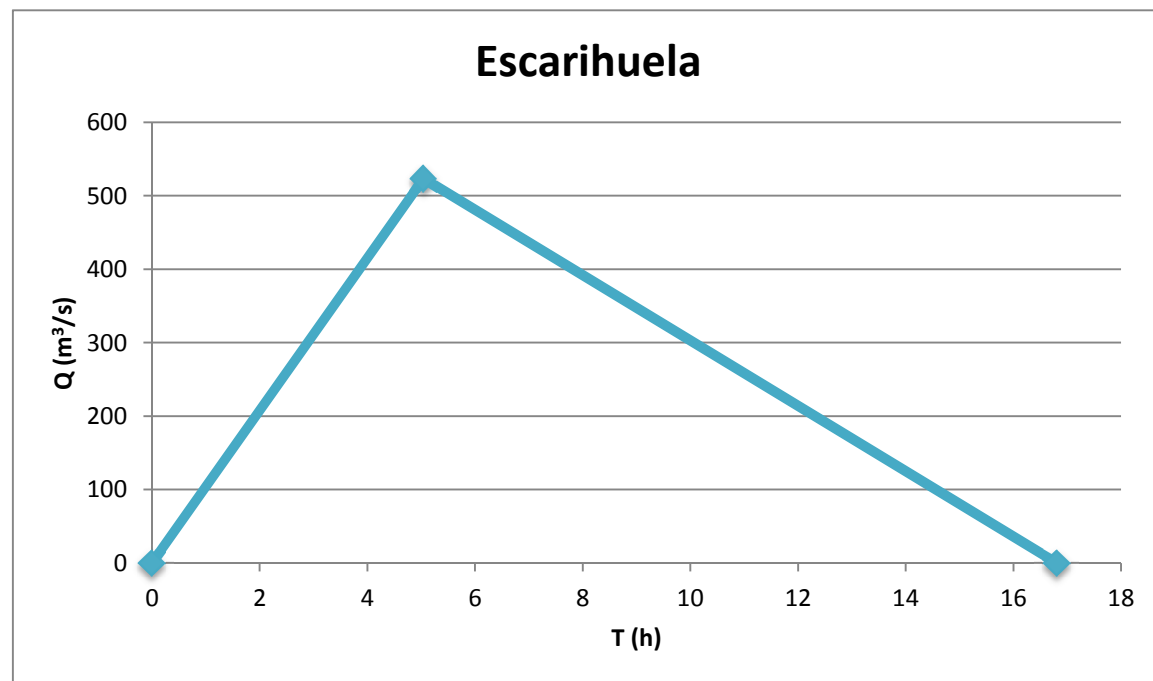


Figura 12. Hidrograma Escarihuela A1.

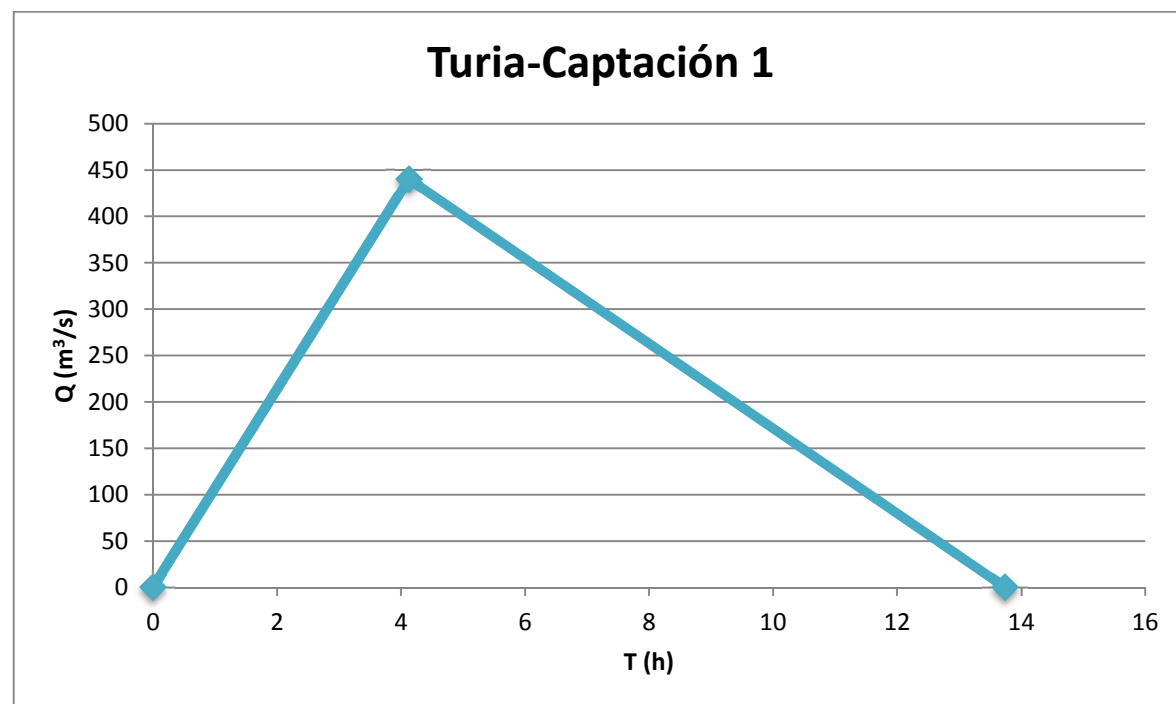


Figura 13. Hidrograma Turia-Captación 1 A1.

A continuación se procede al sumatorio de los hidrogramas de todas las subcuencas, lo cual dará como resultado el hidrograma correspondiente a la Cuenca Hidrográfica de la captación de la Alternativa 1.

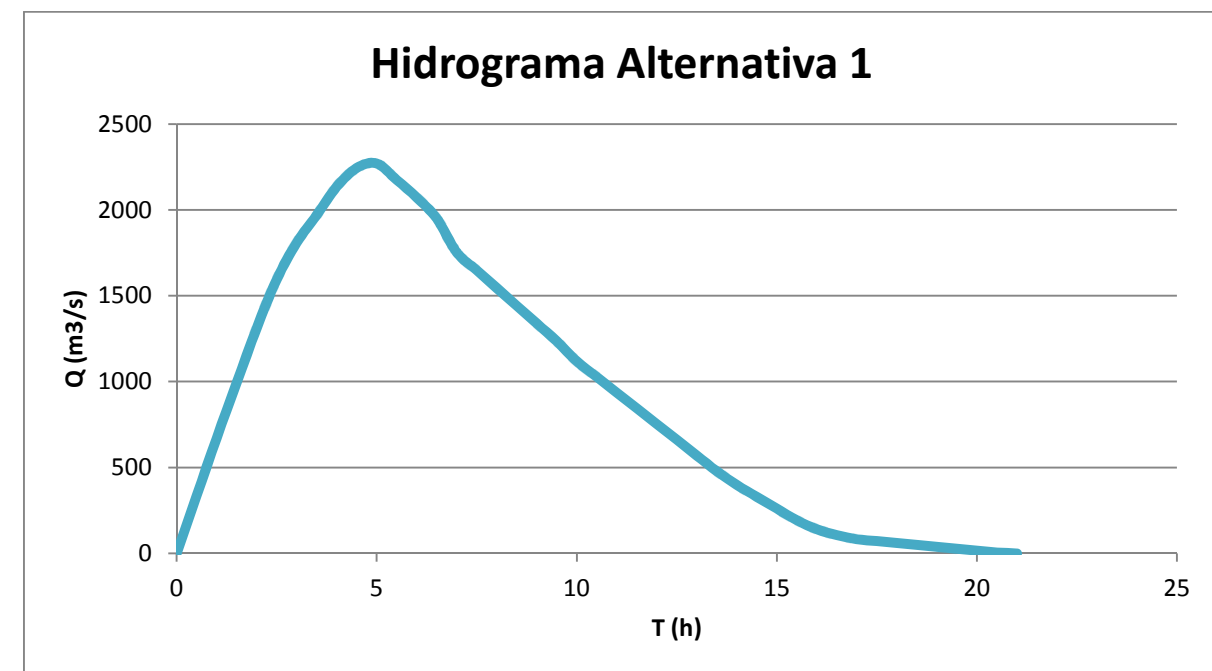


Figura 14. Hidrograma T=100 años A1.

Nombre	Tt(h)	Tp(h)	Q(m³/s)
Turia*	20.76	5	2270

Tabla 13. Valores pico para el hidrograma de entrada para T=100 años en A1.

Para un Periodo de retorno de T=100 años el caudal máximo al que se verá expuesto el azud será de 2270 m³/s y se producirá a las 5 horas haberse iniciado la tormenta. El tiempo total considerado en el hidrograma es de 20.76 horas y se corresponde con el máximo de los tiempos de duración de tormenta de las subcuencas, en este caso Loriguilla-Sot. (Figura 14, Tabla 13).

3.2. Alternativa 2

A continuación se realizan los cálculos hidrológicos para T=100 años correspondientes a la Alternativa 2. Para ello habrá que tener en cuenta la ubicación de la Captación 2 (Tabla 14), lo cual será determinante en la obtención del caudal máximo y el tiempo de concentración:

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

Tabla 14. Ubicación de la captación 2.

Referencia	Nombre	Superficie(km ²)	Longitud(km)	ΔH(m)	J	Tc(h)
156	Loriguilla	74.13	11.5	56	0.0051	5.28
157	Sot	88.14	12	210	0.0157	4.28
158	Loriguilla-Sot	164.69	26.8	110	0.0041	10.37
159	Castellana	249.51	28.3	600	0.0212	7.92
160	Aceña	157.86	25.3	360	0.0142	7.84
161	Castellana-Aceña	40.1	8.5	105	0.0124	3.52
162	Turia-Escarihuela	3.79	2.5	8	0.0032	1.79
163	Escarihuela	199.12	31.6	760	0.0241	8.40
164*	Turia*	98.33	8.44	37	0.0301	2.95

Tabla 16. Tiempo de concentración subcuencas A2.

El emplazamiento de la captación condiciona la extensión de la cuenca hidrográfica, a continuación se expone una tabla con las subcuencas a considerar en esta alternativa:

Referencia	Nombre	Descripción	
		Desde	Hasta
156	Loriguilla	Embalse Loriguilla	Conf. río Sot
157	Sot	Embalse Buseo	Conf. río Turia
158	Loriguilla-Sot	Conf. río Sot-Turia	Conf. rambla Castellana
159	Castellana	Rambla Castellana	Conf. rambla Castellana-Aceña
160	Aceña	Rambla Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana
161	Castellana-Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana	Conf. río Turia
162	Turia-Escarihuela	Conf. rambla Castellana	Conf. rambla Escarihuela
163	Escarihuela	Rambla Escarihuela	Conf. río Turia
164*	Turia*	Conf. rambla Escarihuela	Captaciones alternativa 2

Tabla 15. Subcuencas hidrográficas A2.

El método Racional Modificado de Témez es el empleado para realizar los cálculos hidrológicos, siguiendo las recomendaciones expuestas en la *Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial"*.

En primer lugar, se procede al cálculo del tiempo de concentración de cada una de las subcuencas del mismo modo que en la alternativa 1. Los resultados se muestran en la *Tabla 16*.

A continuación se estima en el mapa de isolíneas de la *Figura 2* el Coeficiente de Variación (Cv) y el valor medio de Precipitación Máxima Diaria Anual para cada subcuenca. Los valores tomados son los correspondientes en el mapa a los puntos indicados, cada uno de ellos representa a una de las 9 subcuencas.

Una vez estimados los valores de Cv y P en el mapa anterior se puede obtener el cuantil regional Yt (Factor de amplificación Kt) para el periodo de retorno T= 100 años en función de Cv. Para ello se emplea *Tabla 5*, extraída del manual de la Dirección General de Carreteras. *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*.

Una vez conocidos los diferentes valores del Factor de amplificación (K₁₀₀) para cada subcuenca, se procede al cálculo de la Precipitación Máxima Diaria (Pd) del mismo modo que con la alternativa 1.

Referencia	Nombre	P (mm/día)	Cv	K ₁₀₀	Pd (mm/día)
156	Loriguilla	63	0.48	2.708	170.60
157	Sot	62	0.49	2.739	169.82
158	Loriguilla-Sot	67	0.51	2.815	188.61
159	Castellana	64	0.49	2.739	175.30
160	Aceña	65	0.49	2.739	178.04
161	Castellana-Aceña	70	0.51	2.815	197.05
162	Turia-Escarihuela	72	0.51	2.815	202.68
163	Escarihuela	74	0.51	2.815	208.31
164	Turia*	75	0.51	2.815	211.13

Tabla 17. Precipitación Máxima Diaria A2.

Seguidamente se procede al cálculo del Coeficiente de Reducción Areal del mismo modo que con la alternativa 1.

Dado que las nueve subcuencas tienen un área comprendida entre 1 km² y 3000 km², el valor del Coeficiente de Reducción Areal vendrá dado por la segunda expresión. Del producto del K_A y la Precipitación Máxima Diaria (Pd) resulta la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'd), los resultados se muestran en la *Tabla 18*:

Referencia	Nombre	Pd (mm/día)	K_A	P'd (mm/día)
156	Loriguilla	170.60	0.8753	149.33
157	Sot	169.82	0.8703	147.79
158	Loriguilla-Sot	188.61	0.8522	160.73
159	Castellana	175.30	0.8402	147.79
160	Aceña	178.04	0.8534	151.94
161	Castellana-Aceña	197.05	0.8931	175.99
162	Turia-Escarihuela	202.68	0.9614	194.86
163	Escarihuela	208.31	0.8467	176.38
164	Turia*	211.13	0.8672	183.07

Tabla 18. Precipitación Máxima Diaria A2.

Para la obtención de la Intensidad Media Diaria de Precipitación (Id), recurrimos a la formulación de Témez del mismo modo que con la alternativa 1. La Duración de la lluvia (D) se corresponde con el Tiempo de Concentración de la subcuenca (Tc). La Intensidad Media Diaria de Precipitación se corresponde con el cociente entre la Precipitación Máxima Diaria Corregida y las 24 horas del día.

La relación entre la Intensidad Media Horaria y la Diaria (I_1/Id), se obtiene a partir del Mapa de Isolíneas de la región peninsular de España de la *Figura 3*. Adoptamos como valor de la relación el 11, dado que todas las subcuencas de estudio se encuentran en la zona señalizada con dicha isolínea. En la *Tabla 19* se muestran los resultados obtenidos tras la aplicación de la formulación:

Referencia	Nombre	Id (mm/h)	D (h)	I_1/Id	I (mm/h)
156	Loriguilla	6.22	5.28	11	23.97
157	Sot	6.51	4.28	11	30.24
158	Loriguilla-Sot	6.69	10.37	11	14.76
159	Castellana	6.13	7.92	11	16.56
160	Aceña	6.33	7.84	11	17.20
161	Castellana-Aceña	7.33	3.52	11	35.15
162	Turia-Escarihuela	8.12	1.79	11	60.61
163	Escarihuela	7.34	8.40	11	18.97
164	Turia*	7.62	2.95	11	41.13

Tabla 19. Cálculo de la Intensidad Media Diaria de Precipitación para A2.

A continuación se procede a calcular el Coeficiente de Escorrentía (C) de cada una de las subcuencas, para ello es necesario conocer la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'd) y el Umbral de Escorrentía (Po) de la zona en cuestión. La formulación a utilizar es la misma que para la alternativa 1.

En primer lugar se tiene que determinar el Umbral de Escorrentía Inicial, por lo que se recurre a la *Tabla 9*, dispuesta en la *Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial"*. Se decide escoger el mismo umbral de escorrentía para todas las subcuencas y se realizan varias suposiciones:

- Suelo con infiltración moderada (Grupo B).
- Cultivos en hilera colocados según las líneas de nivel (N).
- Pendiente mayor o igual al 3%.

Con estas condiciones el valor del Umbral de Escorrentía Inicial es de 16 mm.

El Umbral de Escorrentía (P_0) encontrado debe corregirse con un Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β), el cual viene dado en el siguiente mapa extraído también de la *Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial"*. Las isolíneas representadas en la *Figura 4* se corresponden con las zonas cuyo Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía es el indicado.

En la zona correspondiente a la ubicación de las subcuencas estudiadas, el Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β) es 3. El producto de dicho coeficiente por el Umbral de Escorrentía (P_0) proporciona el Umbral de Escorrentía Corregido.

Así, tenemos todos los valores para poder calcular el coeficiente de escorrentía. Se muestran en la *Tabla 20*.

Referencia	Nombre	Po(mm)	β	P'o(mm)	P'd(mm/día)	C
156	Loriguilla	16	3	48	149.33	0.2768
157	Sot	16	3	48	147.79	0.2735
158	Loriguilla-Sot	16	3	48	160.73	0.3006
159	Castellana	16	3	48	147.79	0.2724
160	Aceña	16	3	48	151.94	0.2824
161	Castellana-Aceña	16	3	48	175.99	0.3306
162	Turia-Escarihuela	16	3	48	194.86	0.3651
163	Escarihuela	16	3	48	176.38	0.3313
164	Turia*	16	3	48	183.07	0.3438

Tabla 20. Cálculo del Coeficiente de escorrentía A2.

Como último paso para acceder al cálculo del Caudal Punta se debe obtener el Coeficiente de Uniformidad en función del Tiempo de Concentración (tc). Una vez obtenido este valor para cada subcuenca se procede al cálculo final para la obtención del Caudal Punta del mismo modo que en la alternativa 1.

Referencia	Nombre	C	I (mm/h)	Superficie (km ²)	K	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	0.2768	23.97	74.13	1.3381	182.88
157	Sot	0.2735	30.24	88.14	1.2475	252.70
158	Loriguilla-Sot	0.3006	14.76	164.69	1.5708	318.93
159	Castellana	0.2724	16.56	249.51	1.4867	464.94
160	Aceña	0.2824	17.20	157.86	1.4838	316.10
161	Castellana-Aceña	0.3306	35.15	40.1	1.2559	162.58
162	Turia-Escarihuela	0.3651	60.61	3.79	1.1291	26.29
163	Escarihuela	0.3313	18.97	199.12	1.5054	523.48
164	Turia*	0.3438	41.1380	98.33	1.2166	470.03

Tabla 21. Cálculo del Caudal Punta A2.

Tras haber calculado estos Caudales Punta (Q) y los Tiempos de Concentración (Tc) se puede obtener un hidrograma unitario para cada una de las subcuencas. El sumatorio o la superposición de los nueve hidrogramas resultantes conformará el hidrograma de la Cuenca Hidrográfica para la alternativa 2.

Para realizar estos hidrogramas se ha empleado el método del hidrograma unitario triangular de Témez expuesto en los cálculos hidrológicos de la alternativa 1.

A continuación se procede a representar el hidrograma de la subcuenca Turia-Captación 2 en la Figura 14, ya que los hidrogramas del resto de las subcuencas ya han sido representados en los cálculos de la alternativa 1:

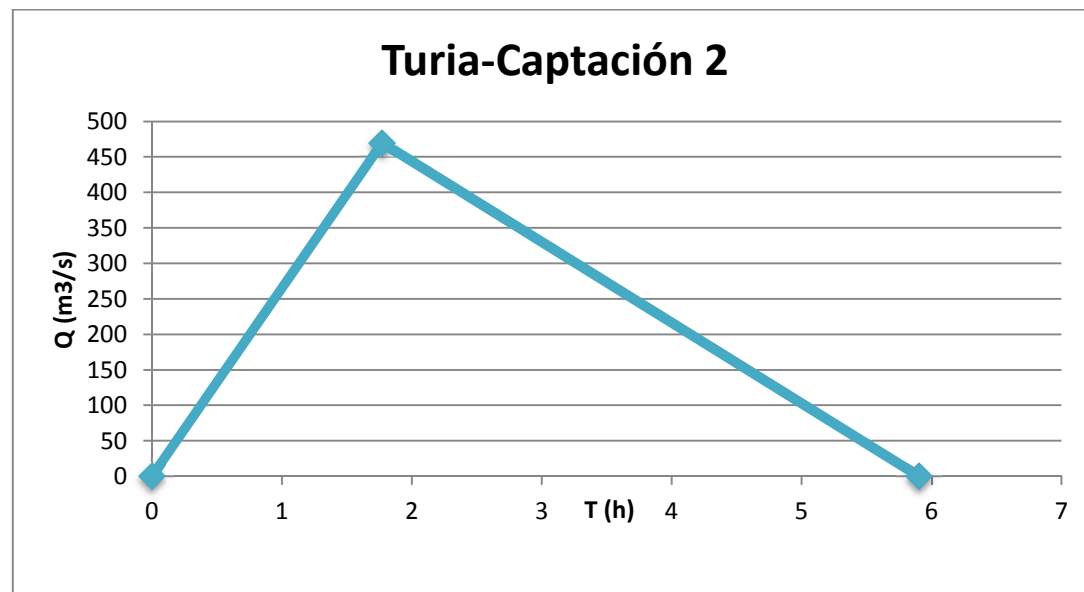


Figura 14. Hidrograma Turia-Captación 2.

Referencia	Nombre	Tc(h)	Tt(h)	Tp(h)	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	5.28	10.56	3.17	182.88
157	Sot	4.28	8.55	2.57	252.70
158	Loriguilla-Sot	10.37	20.76	6.22	318.93
159	Castellana	7.92	15.83	4.75	464.94
160	Aceña	7.84	15.68	4.70	316.10
161	Castellana-Aceña	3.52	7.03	2.11	162.58
162	Turia-Escarihuela	1.79	3.58	1.07	26.29
163	Escarihuela	8.40	16.80	5.04	523.48
164	Turia*	2.95	5.90	1.77	470.03

Tabla 22. Método del hidrograma unitario triangular de Témez A2.

A continuación se procede al sumatorio de los hidrogramas de todas las subcuencas, lo cual dará como resultado el hidrograma correspondiente a la Cuenca Hidrográfica de la captación de la Alternativa 2.

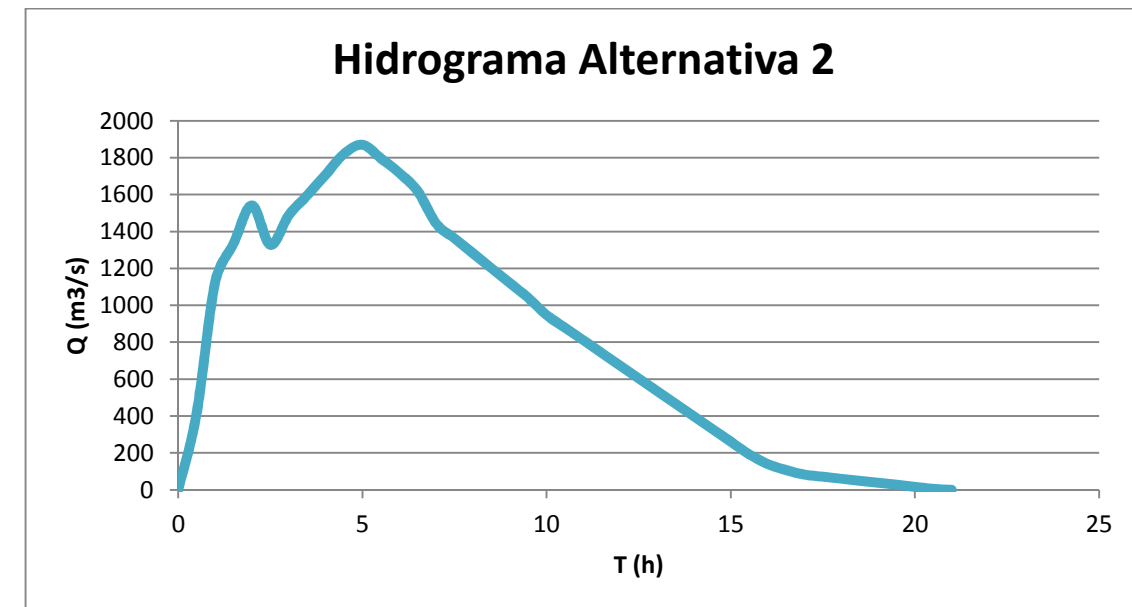


Figura 15. Hidrograma T=100 años A2.

Nombre	Tt(h)	Tp(h)	Q(m ³ /s)
Turia*	20.76	5	1869

Tabla 23. Valores pico para el hidrograma de entrada para T=100 años en A2.

Para un Periodo de retorno de T=100 años el caudal máximo al que se verá expuesto el azud será de 1869 m³/s y se producirá a las 5 horas haberse iniciado la tormenta. El tiempo total considerado en el hidrograma es de 20.76 horas y se corresponde con el máximo de los tiempos de duración de tormenta de las subcuencas, en este caso Loriguilla-Sot. (Figura 15, Tabla 23).



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 (m ³ /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.

$$v_1 = \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

$$y_1 = \frac{Q_m}{(v * L_{coronación})}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

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 Froud aguas arriba del resalto hidráulico.

Una vez conocido el Número de Froud se puede proceder a determinar la longitud del resalto hidráulico a partir de la *Figura 1* (*GT n°5 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 Froud de la sección inmediatamente aguas arriba del resalto (F_1).

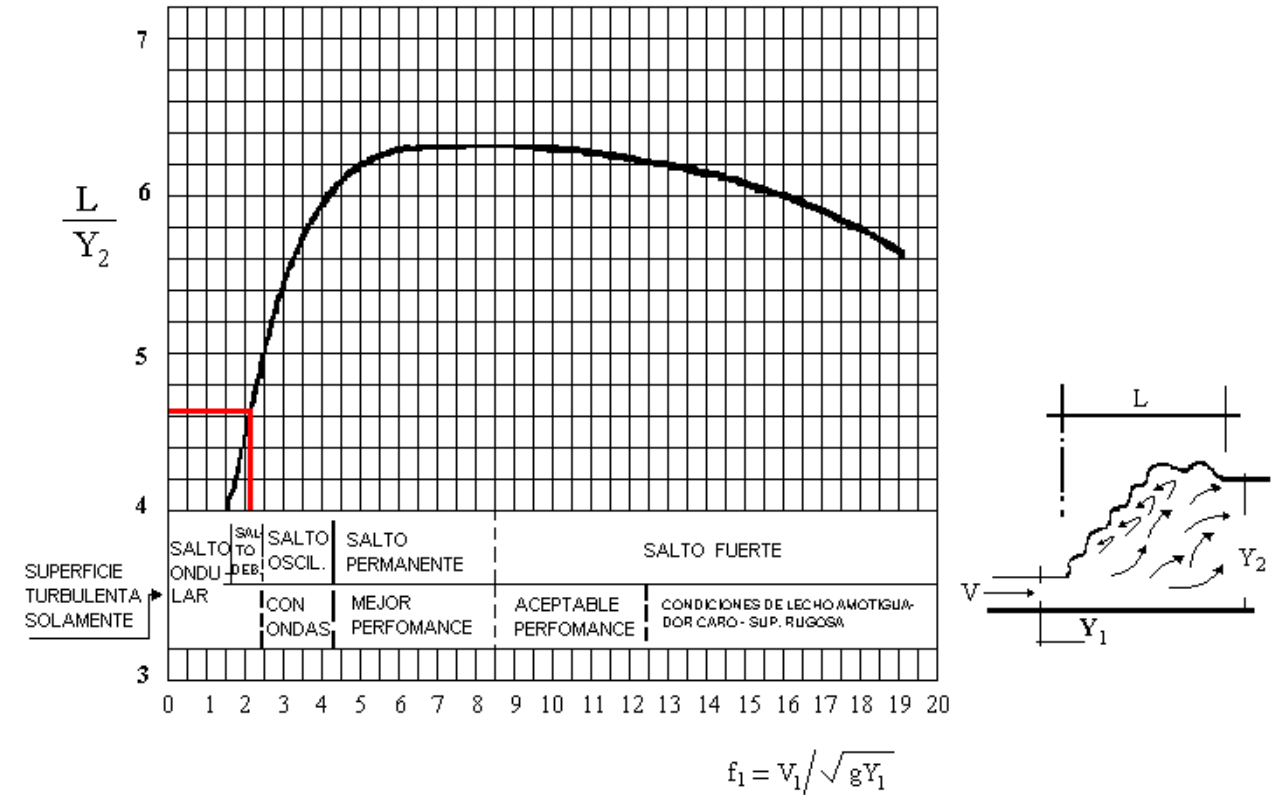


Figura 1. Longitud del resalto hidráulico para $T=100$ años A1.

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
$L_{coronación}$ (m)	95

L/y ₂	4,61
L resalto (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 (y₃) 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 (º)	26,5
Inclinación talud estribo derecho (º)	31

Tabla 4. Características del cauce A1.

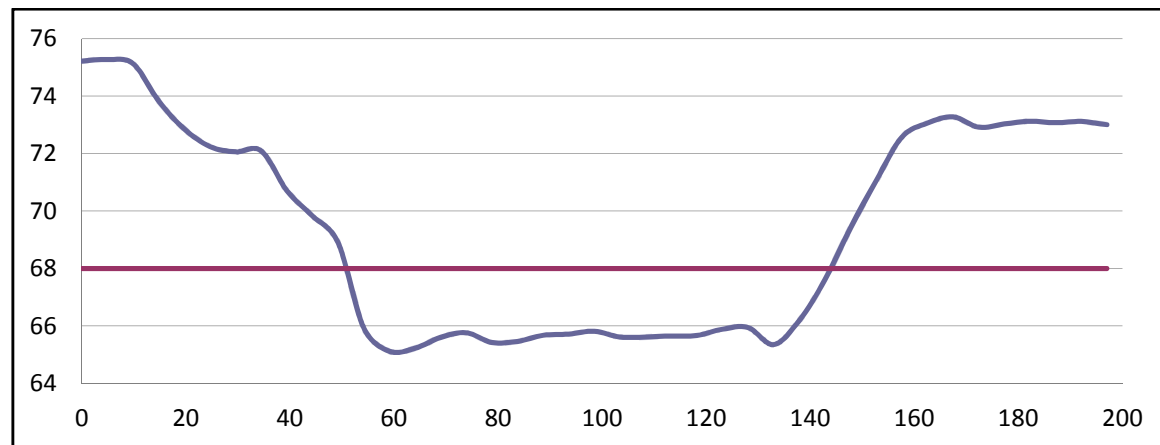


Figura 2. Perfil transversal de la cerrada A1.

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)

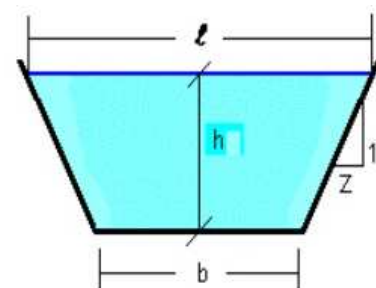
$$l = b + 2 \cdot z \cdot h$$

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 (m ³ /s)	11,64
l	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 (m ²)	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 (y₂) y el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y₃). En este caso se corresponde con el de aguas abajo del cuenco amortiguador y₃, 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 sollicitaciones frente al deslizamiento y el hundimiento en las situaciones de cálculo pertinentes (Figura 3). El cuenco amortiguador no se considera en dichos cálculos.

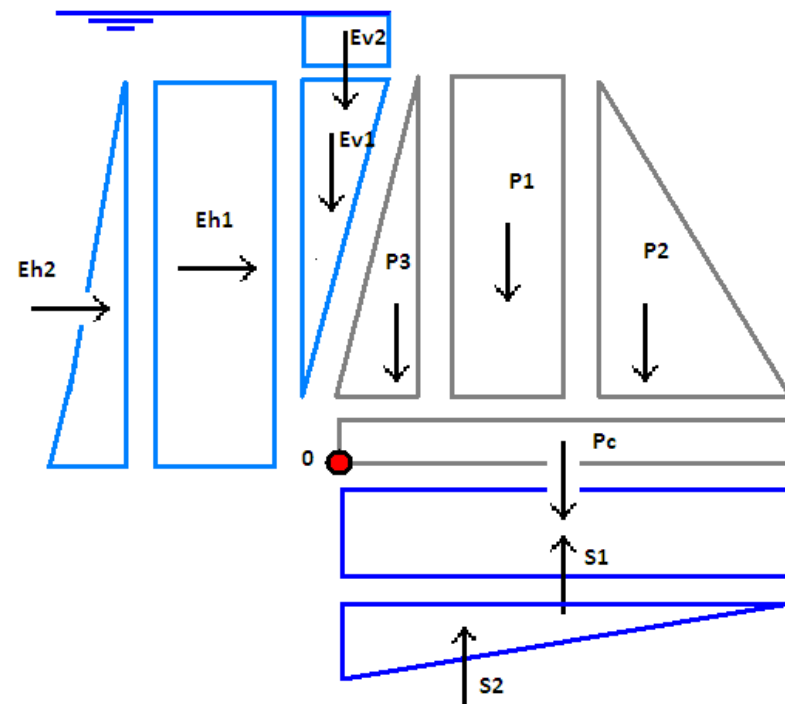


Figura 3. Esquema de sollicitaciones sobre cuerpo de presa.

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:

DESLIZAMIENTO	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 (°)	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 40°.

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
∑Eh (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
∑Eh (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 hundimiento.

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.

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

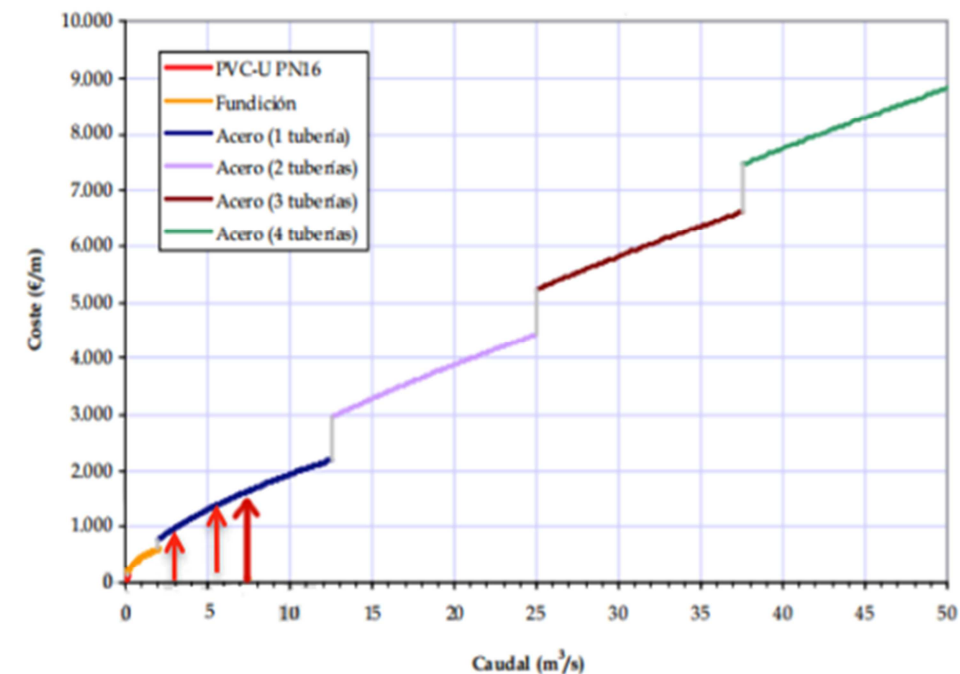


Figura 5. Elección del material de la conducción. CEDEX.

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:

$$Q_{\text{máx}} = v \times S$$

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:

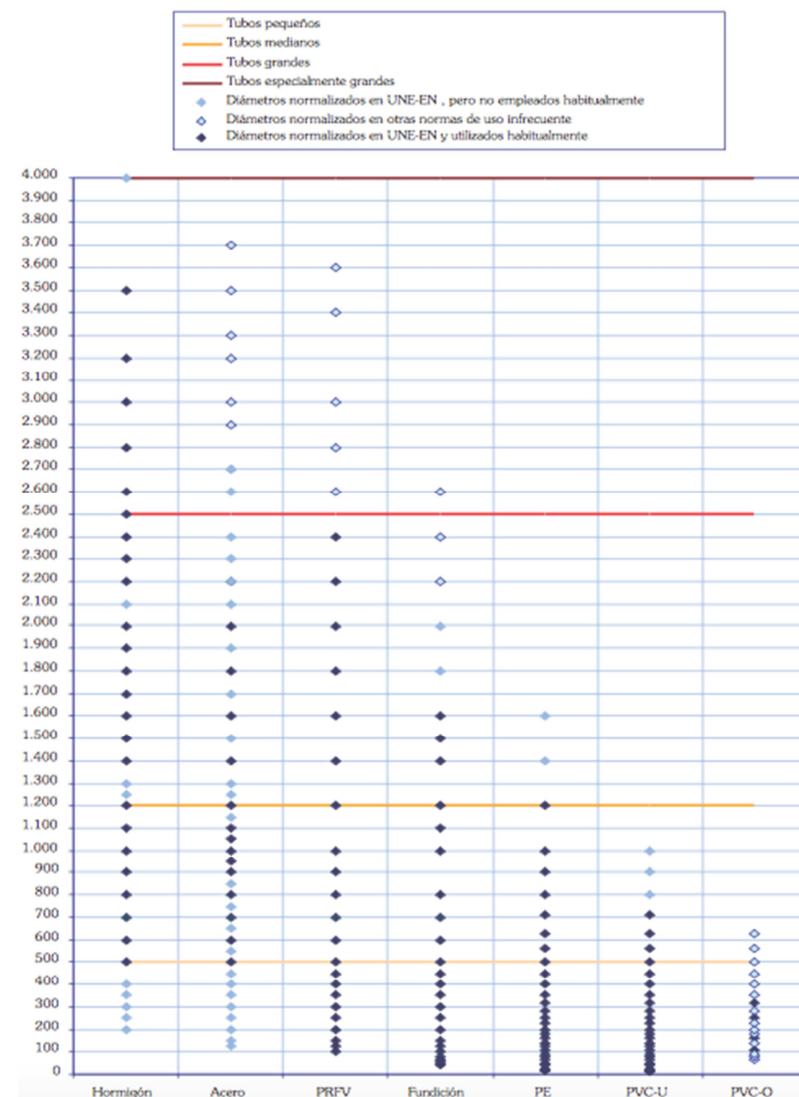


Tabla 20. Diámetros normalizados. CEDEX

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*.

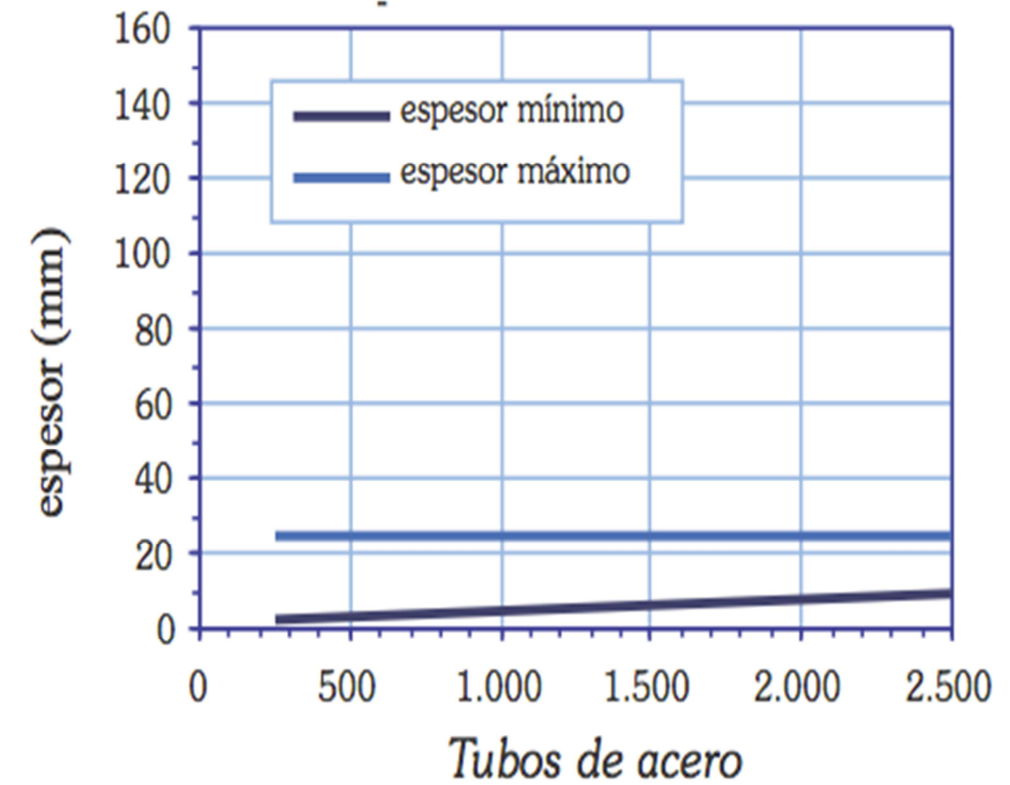


Figura 6. Espesores recomendados para tubos de acero. CEDEX.

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*.

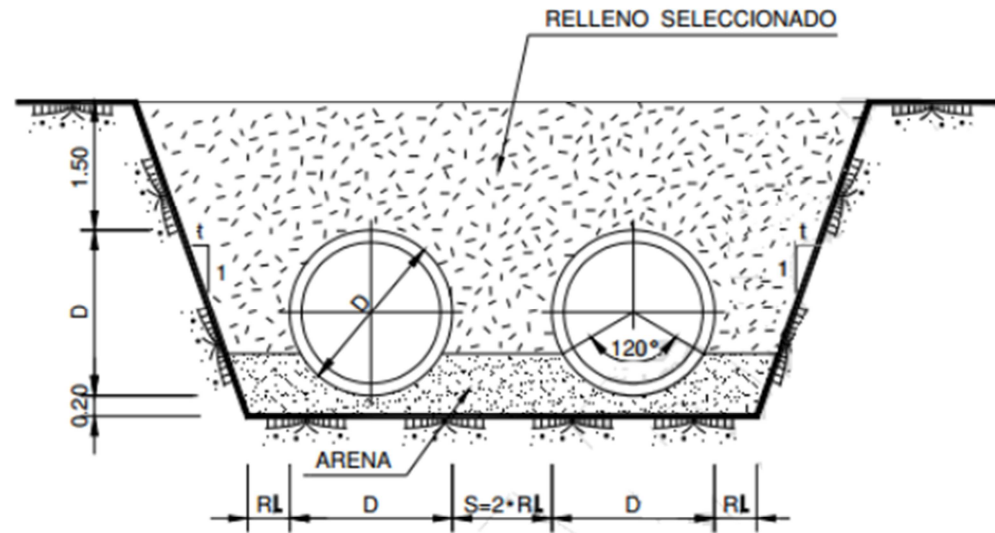


Ilustración 5: Sección Tipo Perfil Transversal Zanja y Tubería

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	120°
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(m ³ /s)	7,58
Longitud (m)	1
Nº de Reynolds	3.741.918,327
Rugosidad absoluta(mm)	0,1
Viscosidad (m ² /s)	1,3 * 10 ⁻⁶
Coficiente 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.

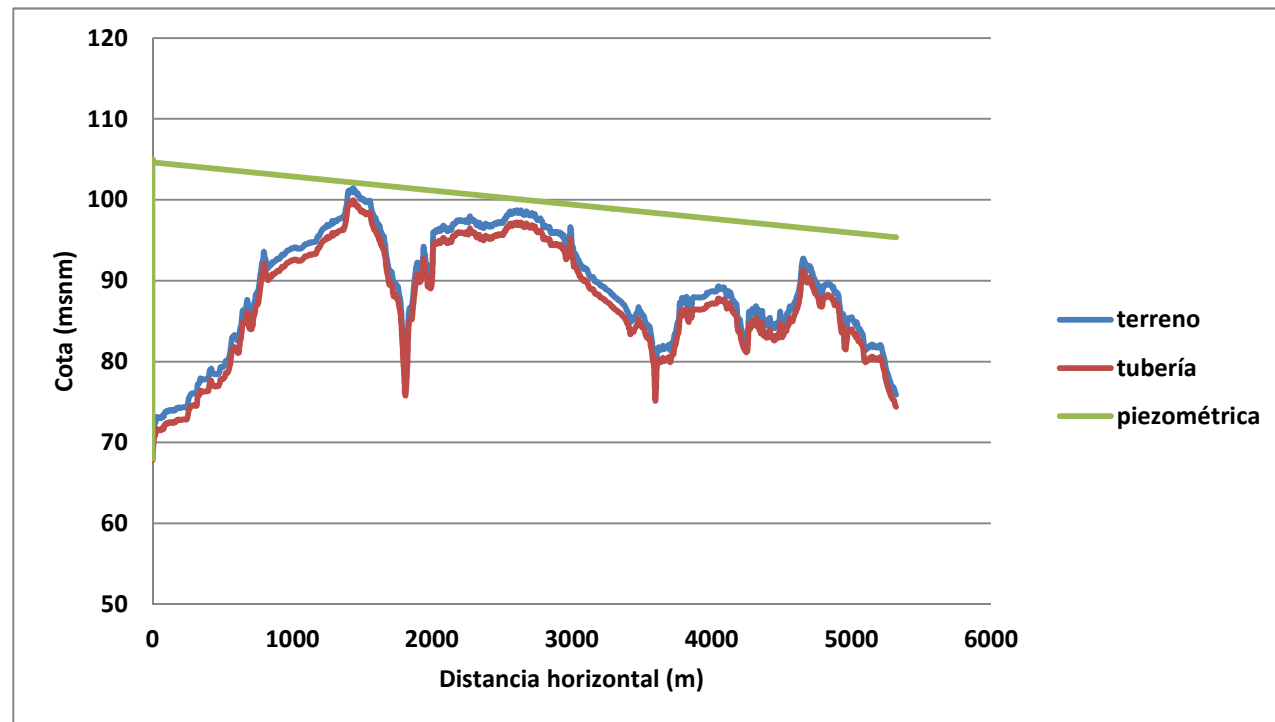


Figura 9. Línea piezométrica A1.

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 centrífugas 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 (m ³ /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.

$$v_1 = \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

$$y_1 = \frac{Q_m}{(v * L_{\text{coronación}})}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

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 Froud aguas arriba del resalto hidráulico.

Una vez conocido el Número de Froud 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 Froud de la sección inmediatamente aguas arriba del resalto (F_1).

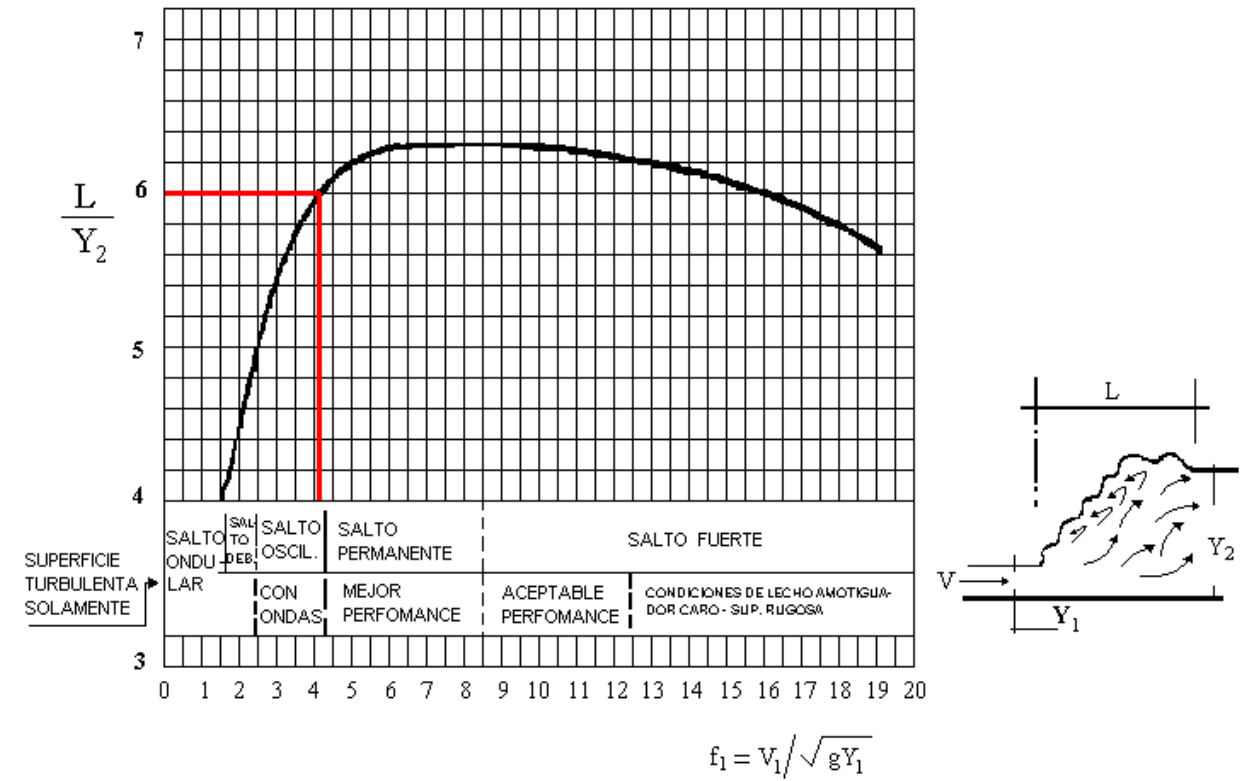


Figura 11. Longitud del resalto hidráulico para T= 100 años A2.

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

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

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.

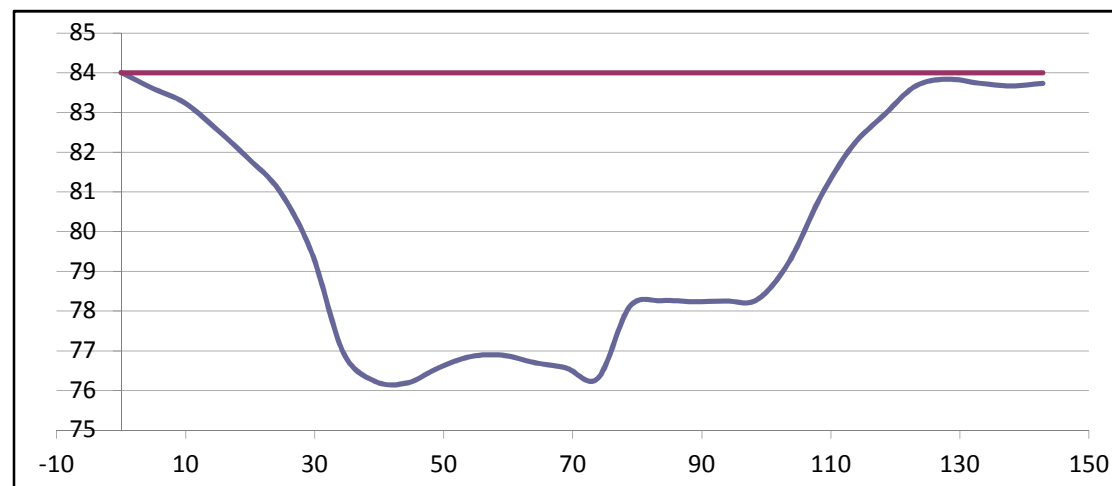


Figura 12. Perfil transversal de la cerrada A1.

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)

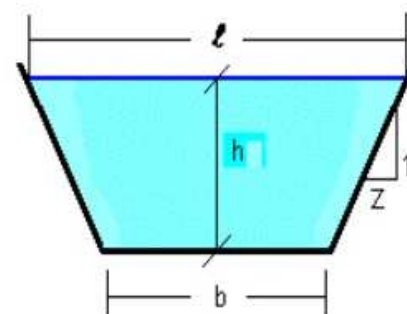
$$l = b + 2 \cdot z \cdot h$$

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 (m ³ /s)	11,64
l	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 (m ²)	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	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)	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
ΣEh (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:

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

qv (kN/m ²)	4000
+σ (kN/m ²)	54,51
-σ (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 deslizamiento (*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 cemento 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:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{siendo } Rh = \frac{Sm}{Pm} = \frac{(b+zy)y}{b+2y(\sqrt{1+z^2})}$$

Donde:

- Sm : Sección mojada
- Pm : Perímetro mojado
- Rh : 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 (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	V (m/s)	Q (m ³ /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 (m ²)	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.

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

Donde:

- Vt : 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*.

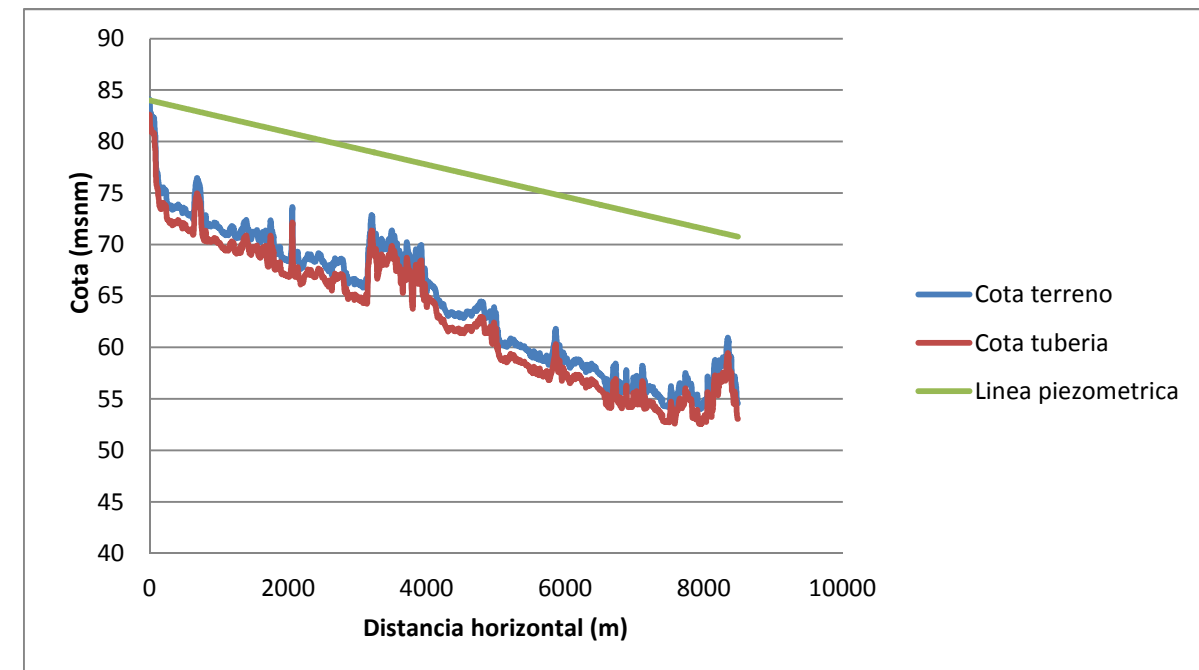


Figura 14. Línea piezométrica A2.

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 90° 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.



ANEJO 0.3. VALORACIÓN ECONÓMICA

ÍNDICE

- *Tabla 11. Resumen de la valoración económica de la alternativa 2.*

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Introducción
- 1.2. Objeto y alcance del estudio

2. VALORACIÓN ECONÓMICA

- 2.1. Costes de construcción
 - 2.1.1. Coste de construcción Alternativa 1
 - 2.1.1.1. Coste de construcción Captación 1
 - 2.1.1.2. Coste de construcción Transporte 1
 - 2.1.1.3. Coste de construcción Entrega 1
 - 2.1.2. Coste de construcción Alternativa 2
 - 2.1.2.1. Coste de construcción Captación 2
 - 2.1.2.2. Coste de construcción Transporte 2
 - 2.1.2.3. Coste de construcción Entrega 2
- 2.2. Costes de mantenimiento
 - 2.2.1. Coste de mantenimiento Alternativa 1
 - 2.2.2. Coste de mantenimiento Alternativa 2
- 2.3. Costes de explotación
 - 2.3.1. Coste de explotación Alternativa 1
 - 2.3.2. Coste de explotación Alternativa 2

3. Síntesis de la valoración económica

- 3.1. Alternativa 1
- 3.2. Alternativa 2

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Coste de construcción captación 1.*
- *Tabla 2. Coste de construcción transporte 1.*
- *Tabla 3. Coste de construcción entrega 1.*
- *Tabla 4. Coste de construcción captación 2.*
- *Tabla 5. Coste de construcción transporte 2.*
- *Tabla 6. Coste de construcción entrega 2.*
- *Tabla 7. Coste de mantenimiento de la alternativa 1.*
- *Tabla 8. Coste de mantenimiento de la alternativa 2.*
- *Tabla 9. Coste de explotación de la alternativa 1.*
- *Tabla 10. Resumen de la valoración económica de la alternativa 1.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

En este anejo se llevan a cabo las mediciones de las unidades de obra y los presupuestos correspondientes a dichas unidades para estimar el presupuesto final de las alternativas y de ese modo poder establecer un criterio de comparación económico.

Los precios de las unidades de obra han sido obtenidos en base a un proyecto de ingeniería civil, habiendo sido actualizados previamente según la variación del IPC obtenido de la base de datos del *Instituto Nacional de Estadística* desde la ejecución de dicho proyecto hasta la fecha de redacción de este trabajo final de grado. Los precios expuestos en las tablas que se muestran a continuación no incluyen I.V.A., este se aplicará sobre la suma de los importes (Presupuesto Base de Licitación sin I.V.A.) con un porcentaje del 21% en el *Apartado 3. Síntesis de la Valoración Económica* de este anejo.

Se adopta un precio de expropiación de 8 €/m² en base a las estimaciones de presupuestos de expropiación de algunos proyectos realizados por zonas de cultivo cercanas (*Variante de Riba-Roja del Turia 2ª Fase, Enero 2003*). Los porcentajes aplicados para la obtención del importe de los Gastos Generales (17 %) y el Beneficio Industrial (6 %) son los recomendados por los apuntes de la asignatura *Gestión de Empresas de 4º de GIC*.

1.2. Objeto y alcance del estudio

En este estudio se abarca:

- Las mediciones con los desgloses correspondientes a cada alternativa, distinguiéndose en cada uno de ellas las partes de captación, transporte y entrega.
- El presupuesto de construcción, mantenimiento y explotación de cada alternativa con sus partes diferenciadas.
- El resumen final presupuestario de cada alternativa para facilitar la decisión final tomada en el *Anejo 0.4. Estudio de Soluciones*.

2. Valoración económica

2.1. Costes de construcción

2.1.1. Coste de construcción Alternativa 1

El TOTAL DEL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA de la alternativa 1 asciende a la cantidad de 11.662.742 €. Aplicando los porcentajes correspondientes a Gastos Generales y Beneficio Industrial se estima un PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA de 14.345.172 €. Finalmente se aplica el IVA quedando un PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN de 17.357.658 €.

2.1.1.1. Coste de construcción Captación 1

Desvío del Río				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				109.099,5
Ataguía y Contraataguía				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				109.099,5
Cuerpo de Presa				
Movimiento de tierras				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	4.760	2,1	9.996
m ²	Refino y limpieza en cimentación de la presa y taludes	1.530	0,51	780,3
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm.	1.845	22,32	41.180,4
Ha	Deforestación del vaso, incluso extracción de tocones	35	1.600,8	56.028
Hormigones y encofrados				
m ³	Hormigón HM-15 en cuerpo de presa.	2.560	38,28	97.996,8
T	Aditivos inertes empleados en hormigones en cuerpo de presa	770	76,42	58.843,4
m ²	Encofrado plano	520	20,58	10.701,6
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	107,5	20,85	2.241,3
Tratamiento de la Cimentación				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				72.733
Aliviadero y Cuenco Amortiguador				
Aliviadero				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Hormigón HM-15	600	38,28	22.968
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	95,3	20,85	1.987
m ²	Encofrado plano	80	20,58	1.646,4
m ²	Encofrado curvo	400	18,19	7.276
Cuenco amortiguador				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	2.080	22,32	46.425,6
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	3.120	2,1	6.552

m ²	Encofrado plano	195	20,58	4.013,1
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	160	20,85	3.336
m ³	Hormigón HM-15	3.000	38,28	114.840
Cajeros y Estribos				
Cajeros				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	158	22,32	3.526,5
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	553	2,1	1.161,3
m ²	Encofrado plano	650	20,58	13.377
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	204	20,85	4.253,4
m ³	Hormigón HM-15	634,2	38,28	24.277,1
Estribos				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	480	22,32	10.713,6
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	720	2,1	1.512
m ²	Encofrado plano	864	20,58	17.781,1
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	180	20,85	3.753
m ³	Hormigón HM-15	4.184	38,28	160.163,5
Órganos de desagüe				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		10		50.353,2
Auscultación				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		5		36.366,5
Accesos a la Presa				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		10		72.733
Obras Accesorias				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		15		109.099,5
Medidas correctoras de Impacto Ambiental				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		8		58.186,4
Seguridad y Salud				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
		6		43.639,8
Expropiaciones				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)

m ²	Expropiación de cultivos	31.666,3	8	253.330,7
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				1.641.972,3

Tabla 1. Coste de construcción captación 1.

2.1.1.2. Coste de construcción Transporte 1

Tubería				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación en zanja en todo tipo de terreno para ubicación de tubería.	55.650	2,1	116.865
m	Tubería 2000 mm	5.300	1065	5.644.500
m	Colocación y montaje	5.300	131	694.300
Estación de bombeo				
Ud.	Bombas, incluido colocación y montaje	7	200.000	1.400.000
Ud.	Válvula mariposa	7	21.240	148.680
Ud.	Caseta prefabricada	1	150.000	150.000
Expropiaciones				
m ²	Expropiaciones en suelo rural.	31.800	8	254.400
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				8.408.745

Tabla 2. Coste de construcción transporte 1.

2.1.1.3. Coste de construcción Entrega 1

Movimiento de tierras				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación de terreno a cota 72msnm	14.826,348	10,26	152.118,33
m ³	Relleno de material a cota 72msnm	3.294,744	5,62	18.516,46
m ²	Desbroce de espesor 15 cm	10.000	1,11	11.099,67
Hormigones y encofrados				
m ³	Hormigón para armar	3.091,2	125,49	386.659,79
m ²	Hormigón limpieza 10 cm	10.000	14,44	144.395,70



m ²	Encofrado de 5 a 10m2	2.828,98	58,53	165.580,209
m ²	Encofrado cubierta	10.000	38,17	381.688,63
Armaduras				
Kg	Acero corrugado	98.134,18	1,29	126.593,09
Sellados				
m	Juntas de estanqueidad	429,36	23,59	10.128,73
m	Sellado de juntas	289,11	15,82	4.573,72
Drenaje				
m	Tubos dren	946	6,99	6.616,73
m	Grava sobre forjado 10 cm	10.000	2,14	21.400
Conducciones				
Ud.	Válvula compuerta cierre	5	536,22	2.681,1
Ud.	Arqueta válvula y ventosa	6	658,34	3.950,04
Ud.	TE de acero	3	1.071,14	2.142,28
Ud.	Medidor de nivel	2	1.249,58	2.499,16
m	Tubería de acero	260	87,21	22.674,6
Ud.	Codo de acero	14	627,49	8.784,86
Ud.	Contador	2	571,99	1.143,98
Instalaciones eléctricas				
Ud.	Canalizaciones	872,95	7,71	6.730,44
Ud.	Conexión diferencial	2	295,82	591,64
Ud.	Cuadro de protección	2	318	636
Ud.	Acometida línea	5	244,12	1.220,6
Ud.	Punto luz	2	192,34	384,68
Caminos de acceso				
m ²	Rasanteo y tratamiento superficial	3	658,34	3.950,04
Acondicionamiento estético del depósito				
Ud.	Elementos de acondicionamiento	1	5.503,37	5.503,57
Seguridad y Salud				

Ud.	Partida SS	1	15.861,86	15.861,86
Expropiaciones				
m ²	Expropiación suelo urbano.	5.489,16	8	43.913,28
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				1.612.025

Tabla 3. Coste de construcción entrega 1.

2.1.2. Coste de construcción Alternativa 2

El TOTAL DEL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA de la alternativa 2 asciende a la cantidad de 13.762.834 €. Aplicando los porcentajes correspondientes a Gastos Generales y Beneficio Industrial se estima un PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA de 16.928.285 €. Finalmente se aplica el IVA quedando un PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN de 20.483.224 €.

2.1.2.1. Coste de construcción Captación 2

Desvío del Río				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				204.104,76
Ataguía y Contraataguía				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				204.104,76
Cuerpo de Presa				
Movimiento de tierras				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa	2.730	2,1	5.733
m ²	Refino y limpieza en cimentación de la presa y taludes	1.820	0,51	928,2
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	1.820	22,32	40.622,4
Ha	Deforestación del vaso, incluso extracción de tocones	35	1.600,8	56.028
Hormigones y encofrados				
m ³	Hormigón HM-15 en cuerpo de presa	7735	38,28	296.095,8
T	Aditivos inertes empleados en hormigones en cuerpo de presa	770	76,42	58.843,4
m ²	Encofrado plano	2.940	20,58	60.505,2
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	362	20,85	7.547,7



Tratamiento de la Cimentación				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				136069,846
Aliviadero y Cuenco Amortiguador				
Aliviadero				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Hormigón HM-15	1.324	38,28	50.682,72
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	171	20,85	3.565,35
m ²	Encofrado plano	207	20,58	4.260,06
m ²	Encofrado curvo	740	18,19	13.460,6
Cuenco amortiguador				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	4.200	22,32	93.744
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa	6.300	2,1	13.230
m ²	Encofrado plano	200	20,58	4.116
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	465	20,85	9.695,25
m ³	Hormigón HM-15	6.300	38,28	241.164
Cajeros y Estribos				
Cajeros				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	172	22,32	3.839,04
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa	855	2,1	1.795,5
m ²	Encofrado plano	790	20,58	16.258,2
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	405	20,85	8.444,25
m ³	Hormigón HM-15	846	38,28	32.384,88
Estribos				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	844	22,32	18.838,08
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa	1.351	2,1	2.837,1
m ²	Encofrado plano	1.440	20,58	29.635,2
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	389	20,85	8.110,65
m ³	Hormigón HM-15	7.271	38,28	278.333,88
Órganos de desagüe				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				136.069,84
Auscultación				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				

5				68.034,92
Accesos a la Presa				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				136.069,84
Obras Accesorias				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				204.104,76
Medidas correctoras de Impacto Ambiental				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
8				108.855,87
Seguridad y Salud				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
6				81.641,90
Expropiaciones				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Expropiación de cultivos	31.666,34	8	253.330,72
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				2.893.085

Tabla 4. Coste de construcción captación 2.

2.1.2.2. Coste de construcción Transporte 2

Tubería				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación en zanja en todo tipo de terreno para ubicación de tubería	89.250	2,1	187.425
m	Tubería 1800 mm	8.500	958	8.143.000
m	Colocación y montaje	8.500	131	1.113.500
Cámara de carga				
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para ubicación de de cámara de carga	1800	2,1	3.780
m ³	Hormigón HA-25, incluido puesta en obra, vibrado y fratasado	290	61,13	17.727
m ²	Encofrado plano	300	20,58	6.174
kg	Acero corrugado	1.850	1,29	2.386
Canal				

m ³	Excavación en todo tipo de terreno para ubicación de de cámara de carga	19.613	2,1	41.187
m ³	Hormigón HA-25, incluido puesta en obra, vibrado y fratasado	3.670	61,13	224.347
m ²	Encofrado plano	13.764	20,58	283.263
kg	Acero corrugado	28.675	1,29	36.990
Expropiaciones				
m ²	Expropiaciones en suelo rural	56.800	8	454.400
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				10.514.179

Tabla 5. Coste de construcción transporte 2.

2.1.2.3. Coste de construcción Entrega 2

Válvulas				
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
Ud.	Válvula de mariposa	2	21.240	42.480
Ud.	Caudalímetro Electromagnético	2	37.571	75.142
Tubería				
m	Tubería 1800 mm	209,4	958	200.605
m	Colocación y montaje	209,4	131	27.431
Ud.	T	1	513	1.026
Ud.	Codo 90º	6	1.481	8.886
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA				355.570

Tabla 6. Coste de construcción entrega 2.

2.2. Coste de mantenimiento

Para la determinación del importe durante la vida útil de la infraestructura del mantenimiento se ha considerado una vida útil de 25 años.

2.2.1. Coste de mantenimiento Alternativa 1

Coste de mantenimiento alternativa 1		
% sobre TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA	Importe anual (€)	Importe vida útil (€)
2	233.254	4.665.080

Tabla 7. Coste de mantenimiento de la alternativa 1.

2.2.2. Coste de mantenimiento Alternativa 2

Coste de mantenimiento alternativa 1		
% sobre TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL SIN IVA	Importe anual (€)	Importe vida útil (€)
1	137.628	2.752.566

Tabla 8. Coste de mantenimiento de la alternativa 2.

2.3. Coste de explotación

2.3.1. Coste de explotación Alternativa 1

Los costes de explotación de la alternativa 1 se corresponden con el gasto de energía eléctrica requerido por la estación de bombeo en el supuesto de que bombeen a la Potencia Media Bruta (2,31 MW) durante 24 h los 365 días del año, se asume un precio de 150 €/MWh en base a los datos obtenidos en la consulta del precio del MWh de Red Eléctrica. Para la determinación del importe durante la vida útil de la infraestructura del mantenimiento se ha considerado una vida útil de 25 años.

Energía eléctrica consumida por la estación de bombeo					
Ud.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe anual (€)	Importe vida útil (€)
MWh	Energía eléctrica consumida	20.226,84	150	3.034.026	75.850.650

Tabla 9. Coste de explotación de la alternativa 1.

2.3.2. Coste de explotación Alternativa 2

Los costes de explotación de la alternativa 2 son nulos.

3. Síntesis de la valoración económica

Los precios expuestos en este apartado están sometidos a la aplicación del IVA cuyo porcentaje es del 21 %. El coste de construcción se corresponde con el PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN.

3.1. Alternativa 1

Resumen de la valoración económica de la alternativa 1		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	17.357.658
Coste de mantenimiento	282.237	7.055.925
Coste de explotación	3.034.026	75.850.650

Tabla 10. Resumen de la valoración económica de la alternativa 1.



3.2. Alternativa 2

Resumen de la valoración económica de la alternativa 2		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	20.483.224
Coste de mantenimiento	425.317	10.632.935
Coste de explotación	-	-

Tabla 11. Resumen de la valoración económica de la alternativa 2.



ANEJO 0.4. ESTUDIO DE SOLUCIONES



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

1.2. Objeto y alcance del estudio

2. CRITERIO ECONÓMICO

3. CRITERIO FUNCIONAL

3.1. Volumen de agua garantizado

3.2. Flexibilidad

4. CRITERIO AMBIENTAL

5. ANÁLISIS MULTICRITERIO

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Valoración económica de las alternativas.*
- *Tabla 2. Efectos y integrantes del entorno considerados en el estudio de impacto ambiental.*
- *Tabla 3. Puntuación según grado de severidad.*
- *Tabla 4. Matriz de evaluación del impacto ambiental A1.*
- *Tabla 5. Matriz de evaluación del impacto ambiental A2.*
- *Tabla 6. Criterios y asignación de pesos.*
- *Tabla 7. Asignación de puntuaciones.*
- *Tabla 8. Cálculo del Score.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Después de haber llevado a cabo el predimensionamiento las distintas alternativas, y realizado el estudio económico para cada una de ellas en los anejos correspondientes, se procede a realizar un análisis multicriterio para así ponderar cada alternativa y finalmente escoger la solución óptima.

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de este estudio es facilitar la decisión de escoger la mejor alternativa dado que los factores a considerar son muy diversos. El hecho de cuantificar los efectos de cada alternativa permite establecer preferencias a partir del valor asignado según el criterio en cuestión.

Los distintos factores o criterios a tener en cuenta son los siguientes :

- Económico: Se tiene en cuenta los costes financieros ligados a la construcción, el mantenimiento y la explotación.
- Ambiental: Se considera los distintos efectos producidos por las alternativas en el medio ambiente tanto en su explotación como en su abandono.
- Funcional: Se realiza un análisis de la funcionalidad de las alternativas en este mismo anejo, donde se considera la garantía de agua bruta que proporciona cada alternativa a la ETAP, así como la flexibilidad de operación que aportan a la misma.

2. CRITERIO ECONÓMICO

En el Anejo 0.3. Valoración Económica de esta parte se ha realizado una estimación presupuestaria de los costes de construcción, mantenimiento y explotación de cada una de las partes de las dos alternativas, se muestran a continuación en la *Tabla 1*.

Resumen de la valoración económica de la alternativa 1		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	17.357.658
Coste de mantenimiento	282.237	7.055.925
Coste de explotación	3.034.026	75.850.650
Resumen de la valoración económica de la alternativa 2		
	Importe anual (€/año)	Importe total vida útil(€)
Coste de construcción (PBL)	-	20.483.224
Coste de mantenimiento	425.317	10.632.935
Coste de explotación	-	-

Tabla 1. Valoración económica de las alternativas.

3. CRITERIO FUNCIONAL

3.1. Volumen de agua garantizado

Alternativa 1:

En esta alternativa el depósito de regulación localizado junto a las instalaciones de la ETAP está diseñado para tener una capacidad total de almacenamiento de 60.000 m³.

Alternativa 2:

En esta alternativa el canal y la cámara de carga son los principales dispositivos de regulación que por sus dimensiones constituyen también una reserva de agua. Con un Nivel Medio de Explotación del embalse correspondiente a la cota 84 msnm el volumen de agua almacenado por el canal y la cámara de cámara de carga se estima en 11.679 m³ aproximadamente.

3.2. Flexibilidad

La alternativa 1 presenta mayor flexibilidad debido al diseño de la entrega con la disposición de tres válvulas a las que la ETAP puede acceder para conectarse y abastecer sus tres cámaras de mezclas de forma independiente.

La otra ventaja no menos importante de la alternativa 1 reside en la capacidad del depósito para abastecer a cualquier punto de la ETAP sin necesidad de ninguna impulsión intermedia. En la alternativa 2 esto no es posible, dado que la entrega se realiza a una cota muy inferior a la de las instalaciones y por la tonta se requiere de una impulsión para abastecerlas.

4. CRITERIO AMBIENTAL

Para la cuantificación del impacto ambiental de las alternativas se consideran los posibles impactos y efectos producidos en las fases de construcción, explotación y abandono de cada una de ellas sobre los integrantes del entorno. En la *Tabla 2* se describen brevemente los efectos y los integrantes del entorno seleccionados para el análisis del impacto ambiental.

Acciones y efectos	Entorno
<ul style="list-style-type: none"> • Efecto barrera • Modificación del terreno urbano • Existencia de desmontes y terraplenes • Mantenimiento de equipos • Restauración de flora • Tránsito de vehículos • Apertura de nuevos viales de acceso • Señalización de infraestructuras • Elementos y estructuras abandonadas • Expropiación de terrenos 	<ul style="list-style-type: none"> • Atmósfera • Climatología • Geología • Hidrología superficial y subterránea • Edafología • Vegetación • Fauna • Paisaje • Medio socioeconómico • Patrimonio histórico-artístico • Salud ambiental

Tabla 2. Efectos e integrantes del entorno considerados en el estudio de impacto ambiental.

La valoración del impacto ambiental se realizará para cada alternativa a partir de la asignación de una puntuación a cada uno de los efectos o acciones considerados sobre los integrantes del entorno. La puntuación se asigna en función del grado de severidad de afección del efecto sobre el entorno según el criterio propuesto en la *Tabla 3*.

Nulo (0)	Bajo (1)
Medio (2)	Alto (3)

Tabla 3. Puntuación según grado de severidad.

ALTERNATIVA 1														
	Atmósfera	Climatología	Geología	Hidrología superficial y subterránea	Edafología	Vegetación	Fauna	Paisaje	Medio socioeconómico	Patrimonio histórico-artístico	Salud ambiental	Total absoluto	Total positivo/negativo	Valor final
Efecto barrera	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-25
Modificación del terreno urbano	0	0	2	1	1	1	1	1	1	1	1	10	-10	
Existencia de desmontes y terraplenes	0	0	1	1	2	1	0	1	0	1	0	7	-7	
Mantenimiento de equipos	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2	4	-4	
Restauración de Flora	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	10	
Tránsito de vehículos	1	0	0	0	1	0	1	2	1	1	1	8	-8	
Apertura de nuevos viales de acceso	2	0	2	1	2	1	1	1	2	1	1	14	14	
Señalización de infraestructuras	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	5	-5	
Elementos y estructuras abandonadas	0	0	1	1	0	1	0	2	1	1	1	8	-8	
Expropiación de terrenos	0	0	1	0	1	1	0	0	2	1	1	7	-7	

Tabla 4. Matriz de evaluación del impacto ambiental A1.

ALTERNATIVA 2														
	Atmósfera	Climatología	Geología	Hidrología superficial y subterránea	Edafología	Vegetación	Fauna	Paisaje	Medio socioeconómico	Patrimonio histórico-artístico	Salud ambiental	Total absoluto	Total positivo/negativo	Valor final
Efecto barrera	0	0	0	3	2	2	3	2	0	1	0	13	-13	-61
Modificación del terreno urbano	0	0	2	2	2	2	2	2	1	2	1	16	-16	
Existencia de desmontes y terraplenes	0	0	2	2	3	2	0	2	0	2	0	13	-13	
Mantenimiento de equipos	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1	3	-3	
Restauración de Flora	1	0	2	1	2	2	2	2	2	2	1	17	17	
Tránsito de vehículos	1	0	0	0	1	0	1	2	1	1	1	8	-8	
Apertura de nuevos viales de acceso	1	0	2	1	2	1	1	1	2	1	1	13	13	
Señalización de infraestructuras	0	0	0	0	0	0	2	1	2	2	1	8	-8	
Elementos y estructuras abandonadas	0	0	2	3	1	2	3	3	2	2	2	20	-20	
Expropiación de terrenos	0	0	1	0	2	2	0	0	3	1	1	10	-10	

Tabla 5. Matriz de evaluación del impacto ambiental A2.

Para facilitar el análisis se realiza una matriz en la cual se disponen los efectos o acciones en la primera columna y los integrantes del entorno en la primera fila, de modo que en la casilla correspondiente a la intersección de la fila y columna respectiva de ambos se asigna la puntuación que se considere apropiada.

La suma de las puntuaciones de cada fila recoge en la columna *Total absoluto* el impacto en valor absoluto de una acción o efecto determinada, a este total absoluto se le asigna en la columna Total positivo/negativo un signo positivo o negativo en función del carácter favorable o desfavorable respectivamente de cada impacto.

El Valor final se corresponde con el sumatorio de los valores de la columna Total positivo/negativo, este valor indica el grado de impacto ambiental que constituye la ejecución de cada alternativa. En ambos casos resulta de signo negativo, lo cual implica que la construcción de ambas alternativas resultan desfavorables para el medio ambiente.

5. ANÁLISIS MULTICRITERIO

A partir de este análisis multicriterio se pretende sintetizar las ventajas y desventajas relativas a las alternativas planteadas y de este modo poder interpretar a través de una visión global de ambas cual es la más viable.

Para el análisis de las alternativas se utiliza el *Método de Scoring*, consistente en un modelo de análisis multicriterio rápido y sencillo en el cual se lleva a cabo una asignación de puntuaciones y pesos a cada alternativa según los criterios considerados.

El procedimiento propuesto por el método del Scoring es el siguiente:

- Listar los Criterios a emplear en la toma de decisión.
- Asignar una ponderación para cada uno de los criterios.
- Establecer en cuanto satisface cada alternativa a nivel de cada uno de los criterios.
- Calcular el Score para cada una de las alternativas.
- Ordenar las alternativas en función del score. La alternativa con el Score más alto representa la alternativa más viable a recomendar.

La formulación utilizada para calcular el Score es la siguiente:

$$S_j = \sum_i r_{ij} w_i$$

Donde:

- r_{ij} = rating de la alternativa j en función del criterio i.
- w_i = ponderación para cada criterio i.
- S_j = Score para la alternativa j.

Como ya se ha visto en los apartados anteriores, los criterios considerados para la elección de la alternativa más viable son tres: económico, funcional y medio ambiental. El criterio económico se divide a su vez en tres apartados claramente diferenciados: coste de construcción, coste de mantenimiento y coste de explotación. El criterio funcional también se divide en dos: Volumen de agua garantizada y flexibilidad. En la *Tabla 6* se lleva a cabo la asignación de pesos a cada uno de los criterios mencionados según una escala de 1 a 5 según su importancia en orden ascendente.

	Criterio	Pesos
Presupuesto	Coste de construcción	4
	Coste de mantenimiento	2
	Coste de explotación	3
Impacto ambiental	Impacto ambiental	5
Funcionalidad	Volumen de agua garantizada	3
	Flexibilidad	4

Tabla 6. Criterios y asignación de pesos.

Donde:

- 1 = muy poco importante
- 2 = poco importante
- 3 = importancia media
- 4 = algo importante
- 5 = muy importante

El hecho estar ambas alternativas inmersas en un ámbito territorial correspondiente al del Parque Natural del Turia le confiere al Criterio de Impacto ambiental un peso de 5 (muy importante).

A continuación se establecerá en cuanto satisface cada alternativa a nivel de cada uno de los criterios, para ello se estable un rating de satisfacción empleando una escala de 1 a 9 según el nivel de satisfacción en orden ascendente.

Criterio económico:

	Criterio	Puntuación asignada
	Coste de construcción (€)	
Alternativa 1	17.357.658	6
Alternativa 2	20.483.224	3
	Coste de mantenimiento (€)	
Alternativa 1	7.055.925	4
Alternativa 2	10.632.935	3
	Coste de explotación (€)	
Alternativa 1	75.850.650	0
Alternativa 2	0	9
	Impacto ambiental	
Alternativa 1	-25	8
Alternativa 2	-61	3
	Volumen de agua garantizada (m³)	
Alternativa 1	60.000	7
Alternativa 2	11.679	2
	Flexibilidad	
Alternativa 1	1	8
Alternativa 2	0	2

Tabla 7. Asignación de puntuaciones.



Donde:

- 1 = extra bajo
- 2 = muy bajo
- 3 = bajo
- 4 = poco bajo
- 5 = medio
- 6 = poco alto
- 7 = alto
- 8 = muy alto
- 9 = extra alto

Por último, se procede a calcular el Score de cada una de las alternativas en la *Tabla 8*:

Criterios	Pesos W_i	Puntuación	
		Alternativa 1 r_{i1}	Alternativa 2 r_{i2}
Coste de construcción	4	6	3
Coste de mantenimiento	2	4	3
Coste de explotación	3	0	9
Impacto ambiental	5	8	3
Volumen de agua garantizada	3	7	2
Flexibilidad	4	8	2
Cálculo del Score (S_{ij})		125	74

Tabla 8. Cálculo del Score.

El Score mayor es el correspondiente a la Alternativa 1 con un valor de 125, por lo tanto queda descartada la Alternativa 2 y es la Alternativa 1 la designada por viabilidad para ser desarrollada en las partes individuales de este Trabajo Final de Grado.



PARTE 1

**Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento:
sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia)
para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).**



ÍNDICE PARTE 1

1. MEMORIA

2. PLANOS



1. MEMORIA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS
3. VIABILIDAD TÉCNICA
4. CONTENIDO Y ALCANCE DEL ESTUDIO
5. DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN
 - 5.1. Situación y emplazamiento
 - 5.2. Descripción de la zona
 - 5.2.1. Geografía
 - 5.2.2. Geología y Geomorfología
 - 5.2.3. Procesos y riesgos del medio físico
 - 5.2.4. Medio biótico
 - 5.2.5. Climatología
 - 5.2.6. Hidrología
 - 5.2.7. Infraestructuras y redes de comunicación
 - 5.3. Azud
 - 5.3.1. Clasificación
 - 5.3.2. Tipología y materiales
 - 5.3.3. Cimientos
 - 5.3.4. Cuerpo de presa
 - 5.3.5. Aliviadero y cuenco amortiguador
 - 5.3.6. Cajeros y estribos
 - 5.3.7. Desagüe
 - 5.4. Embalse
 - 5.4.1. Características del embalse
 - 5.4.2. Ocupación y expropiaciones
 - 5.4.3. Zonas de riesgo de inundación
6. VALORACIÓN ECONÓMICA
7. BIBLIOGRAFÍA

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Coordenadas puntos extremos del eje del azud.*
- *Tabla 2. Niveles de riesgo de inundación. PATRICOVA.*
- *Tabla 3. Caudales entrantes para las situaciones de proyecto.*
- *Tabla 4. Dimensiones del cuerpo de presa.*
- *Tabla 5. Características del embalse.*
- *Tabla 6. Relación de expropiaciones.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Situación y emplazamiento. Terrasit.*
- *Figura 2. Geomorfología de la cerrada. Terrasit.*
- *Figura 3. Geología. Mapa Geológico de España (IGME).*
- *Figura 4. Riesgo de inundaciones. Terrasit.*
- *Figura 5. Riesgo de erosión actual. Terrasit.*
- *Figura 6. Pasarela sobre el río Turia justo aguas arriba de la cerrada. Google Earth.*

ÍNDICE DE ANEJOS

- **ANEJO 1.1- Cálculos hidrológicos.**
- **ANEJO 1.2- Cálculos hidráulicos.**
- **ANEJO 1.3- Diseño y comprobaciones de la obra de captación.**
- **ANEJO 1.4- Valoración Económica**

1. INTRODUCCIÓN

En esta parte se lleva a cabo el diseño del sistema de captación con azud de derivación, constituye uno de los cuatro capítulos en los que se divide este Trabajo Final de Grado consistente en diseñar un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento en la ETAP de La Presa (Manises). Este apartado del proyecto está realizado según las directrices acordadas previamente en la parte 0, en la cual se determinó previamente la alternativa escogida.

2. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

El objetivo de este proyecto es el diseño de un nuevo sistema de captación para el abastecimiento de la ETAP de La Presa.

En la actualidad la ETAP se abastece a partir de una azud situada en el cauce del río Turia junto a las instalaciones de la potabilizadora, en la urbanización de La Presa (T.M. de Manises), el problema principal es la incapacidad de la ETAP para tratar el agua en periodos de lluvias intensas por el desagüe en el río de un agua con gran carga contaminante proveniente del Barranco de Mandor situado unos 4 km aguas arriba.

De modo que se establece como objetivo principal y condición indispensable la construcción de una nueva obra de captación aguas arriba del Barranco de Mandor, la cual ha de ser capaz de abastecer a una estación de bombeo situada en la margen derecha del embalse generado que proporción a la ETAP de los caudales requeridos para su correcto funcionamiento.

3. VIABILIDAD TÉCNICA

En la parte 0 de este Trabajo Final de Grado se escogió la Alternativa 1, conformada por Captación 1-Transporte 1-Entrega 1, por viabilidad tras llevar a cabo un análisis multicriterio precedido por un Predimensionamiento de las Alternativas y un Estudio de Soluciones recogidos en los anejos correspondientes a dicha parte. La Alternativa 2 era medioambientalmente viable pero fue descartada por no superar a la escogida en criterios funcionales y económicos.

La solución adoptada garantiza el cumplimiento de los objetivos funcionales, el abastecimiento regular de la ETAP con una mayor calidad de las aguas, optimizando los recursos económicos y respetando en lo posible las condiciones medioambientales de su entorno.

4. CONTENIDO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

En este estudio se profundiza en el diseño del sistema de captación que no ha sido tratado con tanto rigor y concreción en la parte 0, el alcance de este proyecto abarca:

- Dimensionamiento del cuerpo del azud en función de las consideraciones hidráulicas y estructurales correspondientes.
- Dimensionamiento de los cimientos, cajeros y cuenco amortiguador en función de las consideraciones hidráulicas y estructurales correspondientes.
- Comprobación de la estabilidad del diseño en las combinaciones de cálculo pertinentes.
- Dimensionamiento del sistema de desagüe de la azud.
- Valoración económica de la actuación realizada.

Este trabajo se exige de la descripción de los procedimientos constructivos necesarios para llevar a cabo la ejecución de la obra.

5. DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

5.1. Situación y emplazamiento

La obra de captación de la cual es objeto este estudio está situada en la Provincia de Valencia, en la comarca del Camp de Turia, en el Término Municipal de Riba-Roja del Turia y a unos 15 km al Noroeste de la Ciudad de Valencia y su área metropolitana.

El azud de derivación para establecer la captación se emplaza en el cauce del río Turia, a su paso entre las poblaciones de Riba-Roja del Turia y La Eliana, inmediatamente aguas arriba de su confluencia con el Barranco de Mandor, al Norte de La Vallesa de Mandor.

Su posición se encuentra 2 km al Este del núcleo urbano de Riba-Roja del Turia y 1 km al Sur-Oeste del núcleo urbano de La Eliana aproximadamente. A escasos 500 metros se encuentra la Urbanización de La Masía de Traver (T.M. de Riba-Roja del Turia), a la cual se deberá prestar la correspondiente atención por motivos de seguridad en la generación del embalse y los riesgos de inundación que esto supone, así como de las ocupaciones y expropiaciones pertinentes.



Figura 1. Situación y emplazamiento. Terrasit.

La captación se localizará 4 km aguas arriba de la ETAP La Presa (T.M. de Manises) a la cual abastecerá a través de una conducción en presión.

Se ubica dentro del Parque Natural del Turia, la clasificación del suelo es no urbanizable protegido lo cual implica una serie de condicionantes especiales de tipo ambiental a tener en cuenta. También deberá prestarse atención a las infraestructuras y redes viarias turísticas de los alrededores.

5.2. Descripción de la zona

5.2.1. Geografía

La localización de la zona de estudio se encuentra en:

- Comunidad Autónoma: Comunidad Valenciana
- Provincia: Valencia
- Comarca: Campo del Turia
- Municipio: Riba-Roja del Turia
- Partida: El Mas de Traver

Las coordenadas que determinan el posicionamiento exacto de los puntos extremos del eje del azud de derivación son:

COORDENADAS UTM DE LOS PUNTOS EXTREMOS DEL EJE		
PUNTOS	X	Y
A	710607.77627236	4380515.0548309
B	710508.55757592	4380454.2006971

Tabla 1. Coordenadas puntos extremos del eje del azud.

5.2.2. Geología y geomorfología

Se han definido los diferentes tipos de materiales existentes en el ámbito de estudio en base al Mapa Geológico de España, hoja de Liria (625) del Instituto Geológico y Minero de España.

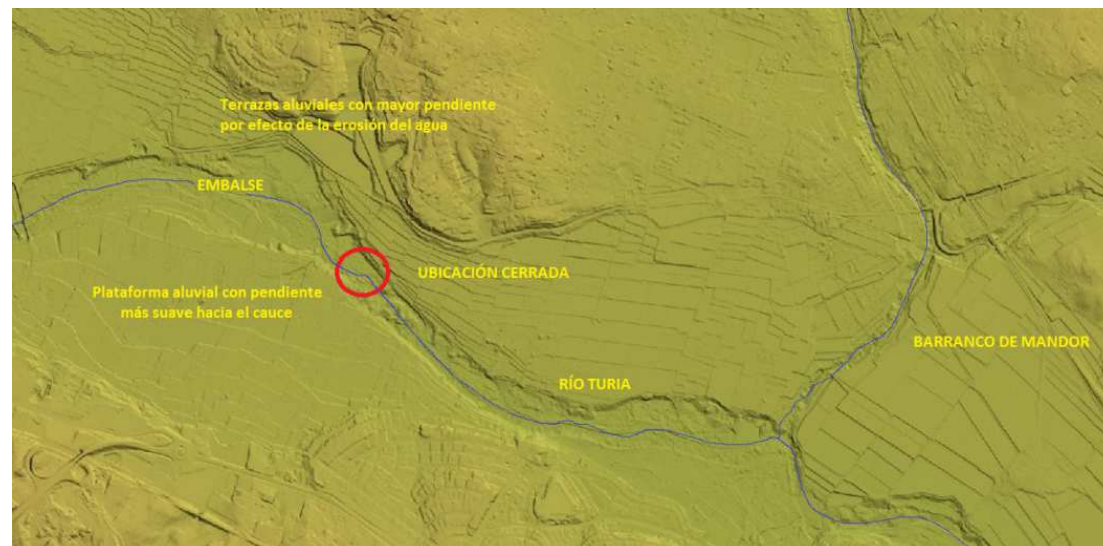


Figura 2. Geomorfología de la cerrada. Terrasit.

La cerrada y el vaso del embalse generado por la azud se encuentran en una zona Cuaternaria del Pleistoceno Medio y Superior y del Holoceno en la que predominan las terrazas de arenas, limos y cantos. Estas terrazas van asociada al cauce del río y ramblas de las zona.

La zona de estudio está situada en una curva a derechas del río Turia y junto a la desembocadura de El Barranco de Mandor, lo cual condiciona la geomorfología del cauce en esa zona. Se trata de una plana aluvial en la cual se agrupan materiales detríticos, la margen derecha presenta una pendiente muy suave hacia el cauce y en la margen izquierda las pendientes se acentúan por efecto de la erosión del agua conformando plataformas escalonadas (terrazas) aluviales.

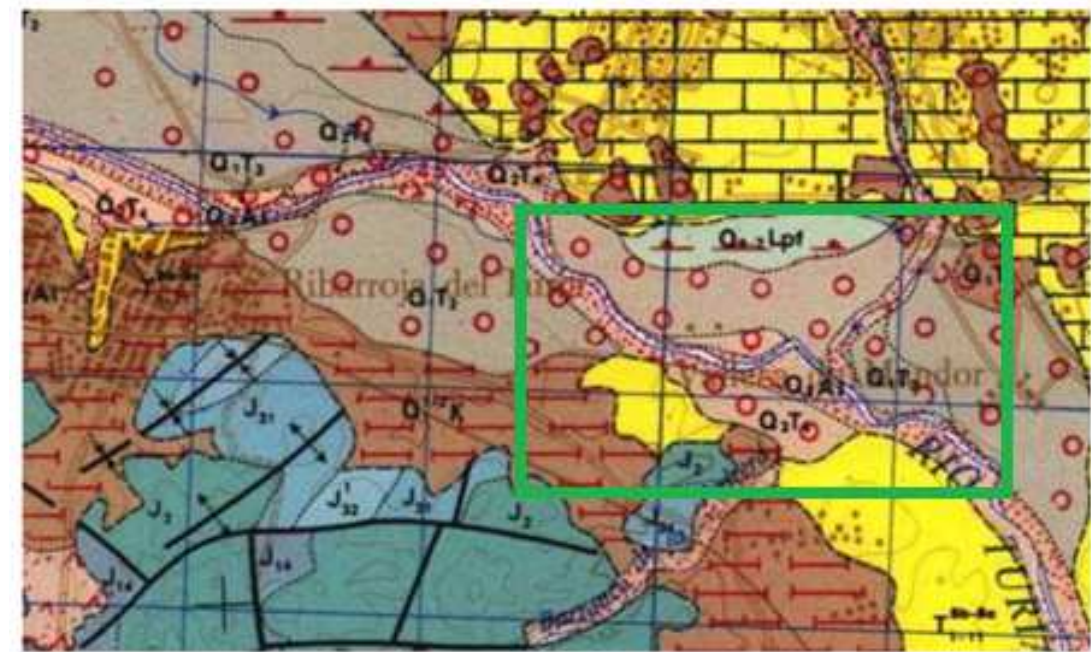


Figura 3. Geología. Mapa Geológico de España (IGME).

5.2.3. Procesos y riesgos del medio físico

Riesgo de inundación:

El vaso del embalse se caracteriza por pertenecer a un valle fluvial con terrazas, como es el caso de los márgenes fluviales del Turia a lo largo de la zona de estudio. El río ocupa el fondo del valle cuando el caudal es menor, e invade la primera terraza durante las avenidas con un movimiento de agua unidireccional.

Se establecen 6 niveles de riesgo en función de la frecuencia y el calado, que se muestran en la tabla adjunta:

NIVELES DE RIESGO DE INUNDACIÓN (PATRICOVA)			
Niveles de CALADO	Niveles de FRECUENCIA		
	Baja (100 a 500 años)	Media (25 a 100 años)	Alta (< 25 años)
Bajo (< 80 cm.)	6 (BAJO)	4 (MEDIO)	3 (MEDIO)
Alto (> 80 cm.)	5 (BAJO)	2 (ALTO)	1 (ALTO)

Tabla 2. Niveles de riesgo de inundación. PATRICOVA.

En la zona de estudio que nos ocupa el riesgo se estima alto (1), se trata de una zona sometida a inundaciones en periodo de retorno inferior a 25 años, o lo que es lo mismo, probabilidad de sufrir una inundación un año cualquiera igual o superior al 4%.



Figura 4. Riesgo de inundaciones. Terrasit.

Riesgo de deslizamiento y desprendimientos:

La zona de estudio no presenta riesgos de deslizamientos y desprendimientos.

Erosión actual y erosión potencial:

Erosión actual

La erosión actual de la zona de estudio se puede considerar muy baja, se estima un valor de 0,7 Tm/ha/año.

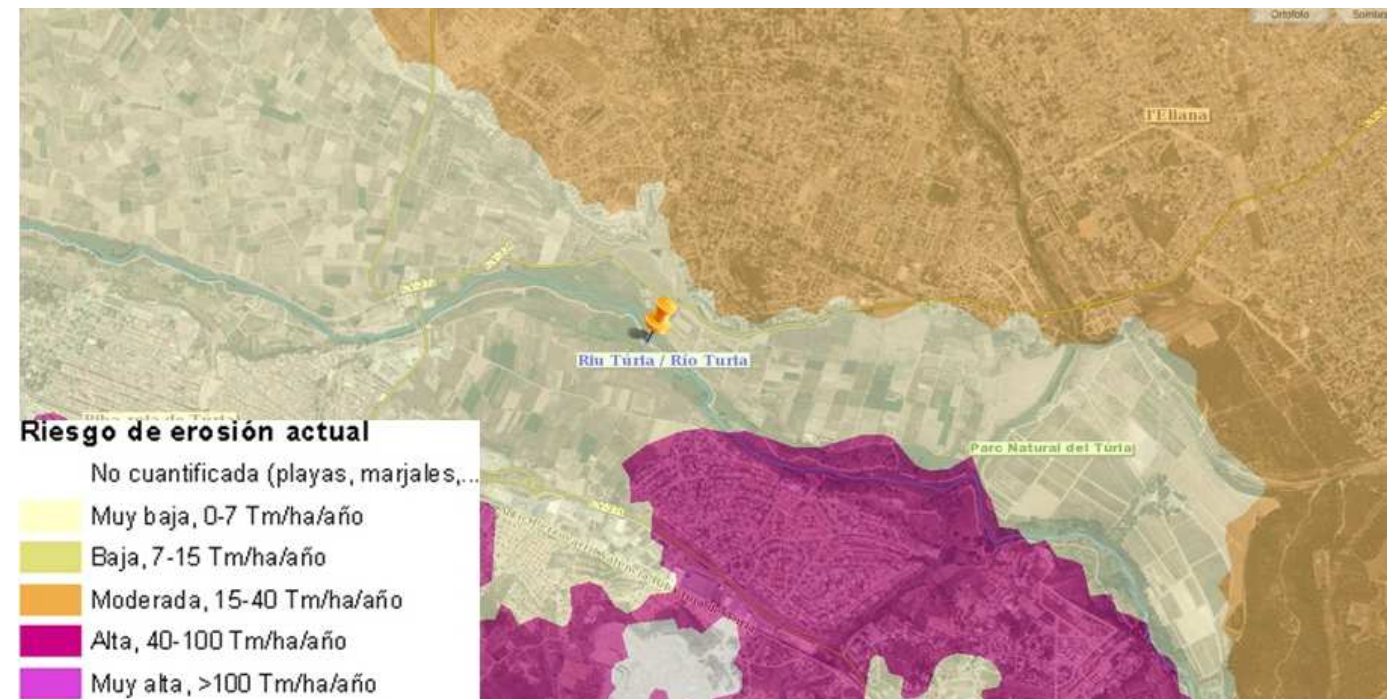


Figura 5. Riesgo de erosión actual. Terrasit.

Erosión potencial

El grado de erosión potencial en la zona de estudio es bajo, se estiman valores entre 7-15 Tm/ha/año. Es una zona menos erosionable comparada con la mayor parte del ámbito territorial del Parque Natural del Turia, el cual presenta en un 35% de su superficie una erosión potencial muy alta

5.2.4. Medio biótico

La zona de emplazamiento de la cerrada y el vaso del embalse forma parte del biotopo constituido por vegetación de ribera y medio acuático. Este entorno se localiza a lo largo del cauce del río Turia, así como en algunas ramblas y arroyos.

En general presenta un bajo estado de conservación, se encuentran algunas formaciones vegetales de ribera característica de la zona como choperas, saucedas y carrizales, pero debido a la gran superficie ocupada por cañaverales la vegetación propia de ribera se está viendo mermada por la presión antrópica que esto supone.

Acompañando a esta vegetación se encuentra un sotobosque, procedente de los ecosistemas adyacentes, monte bajo y/o pinares, que se introducen en la ribera dando lugar a una gran diversidad de especies como son pino carrasco, algarrobo, coscoja, espino negro, etc.

Constituye un ecosistema muy diverso y productivo con un buen número de especies acuáticas y terrestres.

5.2.5. Climatología

La climatología de la zona de estudio es la descrita en el Apartado 2.3.2. de la Memoria de la Parte 0 de este Trabajo Final de Grado.

5.2.6. Hidrología y hidromorfología

La ubicación de la obra de captación se localiza en un tramo bajo del río Turia, clasificado como un eje mediterráneo de baja altitud y caracterizado por ser un cauce estacional. Las pendientes son relativamente bajas (3 - 5%), presenta un trazado meandriforme con una sección del cauce rectangular y un sustrato en el lecho principalmente cohesivo dada su velocidad moderada.

Se ha realizado un estudio hidrológico en el *Anejo 1.1 Cálculos hidrológicos*, en el cual se determinan los caudales correspondientes a las situaciones normal, accidental y extrema de avenida en el punto de captación para la cuenca hidrográfica drenada hasta los embalses de Loriguilla y Buseo, los caudales y calados obtenidos son los siguientes:

Situación de Proyecto	Q (m ³ /s)
Situación Normal de Explotación	11,64
Situación Accidental de Proyecto	2272
Situación Extrema de Proyecto	2272

Tabla 3. Caudales entrantes para las situaciones de proyecto.

En el entorno más próximo recibe el aporte de varios cursos fluviales de forma intermitente. A continuación se enumeran los principales barrancos que discurren dentro o en las proximidades del área de estudio.

T.M. de Riba-Roja de Turia:

Margen derecha, en el sentido aguas abajo, ordenados de mayor a menor distancia a la desembocadura del Turia:

- Barranco dels Moros, discurre por el este del casco urbano de la localidad de Riba-Roja de Turia.
- Barranco de la Pedrera, discurre al norte del paraje el Cavalló de Vázquez.

Margen izquierda, en el sentido aguas abajo, ordenados de mayor a menor distancia a la desembocadura del Turia:

- Barranco de Mandor, al norte de La Vallesa de Mandor.

Este tramo de río se sitúa sobre una masa de agua subterránea, pero no existe interacción río-acuífero por lo que no se caracteriza por ser ganador o perdedor.

5.2.7. Infraestructuras y redes de comunicación

La infraestructura de mayor relevancia próxima a la zona de estudio de la obra de captación es la carretera CV-336, esta carretera de titularidad autonómica transcurre entre Riba-Roja del Turia y Bétera. Aproximadamente a unos 200 m de la ubicación de la cerrada discurre dicha carretera.

Otra red de comunicación cercana es la vía ciclista del Parque Natural del Turia, que recorre la margen derecho del río aguas arriba de la cerrada y cruza mediante una pasarela a la margen opuesta justo aguas abajo de la misma.

Además, la superficie ocupada por la generación del embalse afecta a algunos cultivos y los caminos que les permiten estar comunicados en ambas márgenes.



Figura 6. Pasarela sobre el río Turia justo aguas arriba de la cerrada. Google Earth.

5.3. Azud

5.3.1. Clasificación

La azud objeto de estudio se clasifica en la siguiente categoría (*Guía Técnica nº 2: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*):

Categoría C: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales de moderada importancia o sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. Se trata de presas de menor altura, aisladas o lejanas.

5.3.2. Tipología y materiales

Tipología:

- Situación del aliviadero:
 - Sobre la misma presa: estructura condicionada por el aliviadero
- Respecto a la forma de resistir el empuje hidrostático:
 - Gravedad maciza: el peso de la presa es notable y sirve para que, al componerse con el empuje y otras fuerzas, la resultante incida francamente en el interior de la base de la presa.
- En atención al material empleado
 - De fábrica (hormigón)

Material:

El material utilizado es Hormigón en masa vibrado (HV), cuyas propiedades quedan definidas con mayor concreción en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.2 Tipología y materiales)*.

5.3.3. Cimiento

La cimentación del azud se apoya sobre un estrato competente de roca caliza situado a la cota 63,5 msnm. El terreno natural del cauce se encuentra a la cota 65 msnm, por lo tanto se realizará una excavación de 1,5 m de profundidad para alcanzar la parte superior de dicho estrato y otra en roca de 2 m para ubicar el plano del cimiento a la cota 61,5 msnm y de ese modo garantizar una base sólida al cuerpo de presa. La cimentación y las propiedades del terreno quedan definidas con mayor concreción en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.4 Cimiento)*.

5.3.4. Cuerpo de presa

Se trata de un azud cuyo objetivo es el de conseguir una altura de agua embalsada de 68 msnm. Tiene una planta recta con una longitud de 80 m para cubrir la cerrada a la cota requerida y el cuerpo de presa está constituido de hormigón en masa vibrado. Las dimensiones y cotas de la sección que se distribuye uniformemente a lo largo de la cerrada se muestran en la tabla siguiente:

Cota del vértice del triángulo básico (msnm)	70,41
Cota de coronación (msnm)	68
Cota del plano superior del cimiento (msnm)	63,5
Cota del plano inferior del cimiento (msnm)	61,5
Altura total del cuerpo de presa (m)	6,5
Talud paramento aguas arriba superior	0,05H:1V
Talud paramento aguas arriba inferior	0,7H:1V
Ancho de la base del cuerpo de presa(m)	9,5
Ancho de la coronación (m)	2,9
Longitud de coronación (m)	80

Tabla 4. Dimensiones del cuerpo de presa.

Las características del cuerpo de presa quedan definidas con mayor concreción en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.5 Cuerpo de presa)*.

5.3.5. Aliviadero y cuenco amortiguador

El aliviadero del azud se encuentra sobre el cuerpo de presa a lo largo de toda su coronación, el perfil hidráulico escogido para definir su geometría es el tipo Creager, constituye el paramento de aguas abajo del cuerpo de presa y queda definido en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.2 Aliviadero)*. Los cálculos hidráulicos relativos al perfil y la geometría especificada en coordenadas del mismo se estudian en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos (Apartado 3.1 Situación Normal de Explotación)*.

El cuenco amortiguador escogido es simple, caracterizado por ser rectangular, de solera horizontal y con paredes laterales verticales. Se dispone a lo largo de todo el pie de aguas abajo del cuerpo de presa, con un espesor de 1,5 m y apoyado sobre el estrato competente a la cota 63,5 msnm. La longitud del resalto se estima en 25,43 m, con lo cual se dimensiona un ancho de cuenco amortiguador de 25,5 m.

Los cálculos hidráulicos y las dimensiones del cuenco amortiguador se recogen en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos (Apartado 3.1 Situación Normal de Explotación)* y el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.6 Cuenco amortiguador)*.

5.3.6. Cajeros y estribos

Los cajeros y estribos se ubican en los extremos del azud. Los cajeros están constituidos por un muro de hormigón en masa cuya altura se ha determinado en función de la altura de la lámina de agua para la Avenida de proyecto y los estribos se han diseñado como un bloque de hormigón en masa que completa la cerrada y se apoya sobre el estrato competente en el cauce y sus laderas. Los cálculos relativos a estos elementos se han realizado en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobación de la obra de captación (Apartado 2.7 Cajeros y estribos)*.

5.3.7. Desagüe

Se dispondrá un desagüe profundo para el vaciado del embalse si es necesario, la limpieza de sedimentos, la evacuación de avenidas y la colaboración en el cierre del desvío del río y primeros llenados del embalse.

Las válvulas de control y seguridad utilizada son de compuerta deslizante, concretamente las denominadas tipo Bureau (U.S.B.R.) de vano rectangular. Se proyectará para su apertura y cierre en las condiciones de máxima carga de agua prevista y a pleno caudal.

Las características del desagüe de fondo quedan definidas con mayor concreción en el *Anejo 1.3. Diseño y comprobaciones de la obra de captación*.

5.4. Embalse

5.4.1. Características del embalse

El embalse generado por la acumulación de agua aguas arriba del azud es relativamente pequeño y no demasiado encajonado en el terreno debido a la geomorfología, esto implica una ocupación importante de superficie con pequeños incrementos del nivel del mismo.

En la tabla que se muestra a continuación se describen de forma resumida las características principales del embalse para las tres situaciones de proyecto consideradas en los cálculos. Los hidrogramas de entrada y salida y los niveles de embalse han sido obtenidos en los cálculos realizados en el *Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos* y *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*.

Situación de Proyecto	Q pico entrada (m ³ /s)	Q pico salida (m ³ /s)	Nivel del embalse (msnm)	Volumen (m ³)	Superficie (m ²)
Situación Normal de Explotación	11,64	11,64	68,17	83.650	47.760
Situación Accidental de Proyecto	2272	1543	72,4	10.233.897	261.297
Situación Extrema de Proyecto	2272	1543	72,4	10.233.897	261.297

Tabla 5. Características del embalse.

5.4.2. Ocupación y expropiaciones

El tipo de suelo ocupado y la determinación de las parcelas sometidas a expropiación se ha obtenido a partir de la información geográfica facilitada por la *Conselleria de Infraestructuras, territorio i medio ambiente de la Comunidad Valenciana* en *Terrassit*.

La construcción de la infraestructura y la generación del embalse implica la ocupación de un suelo clasificado como no urbanizable y calificado como protegido en el Plan General Urbanístico. Pertenece al Término Municipal de Riba-Roja y se incluye dentro del ámbito territorial del Parque Natural del Turia.

Las obras proyectadas se integran en el polígono 034 del Río Turia en Riba-Roja del Turia (*Dirección General del Catastro*), de clase rústica y uso agrario.

La relación de parcelas y la superficie ocupada en cada una de ellas, así como la superficie total de expropiación se muestran en la tabla siguiente:

Parcela	Superficie expropiación (m ²)
16	357,02
18	1.641,82
19	1.335,33
20	535,1
29	2.888,36
32c	991,65
33	1.306,02

34	1.179,32
37	172,98
38	67,76
39 ^a	360
39b	34,44
40	719,22
41 ^a	450,44
42	116,21
43	253,91
44	86,25
55 ^a	3.242,59
77	1.872,13
90a	1.372,12
90b	245,87
111 ^a	1.283,48
148a	1.046,32
148b	505,34
174	1.243,45
177	909,34
187	3.512,78
189	2.397,21
203	1.515,59
275	24,36
TOTAL	31.666,34

Tabla 6. Relación de expropiaciones.

5.4.3. Zonas de riesgo de inundación

Los niveles correspondientes a la Situación Accidental y Extrema con una probabilidad de ocurrencia de T= 100 años, llevan consigo la inundación de las parcelas y caminos de tierra colindantes, lo cual implicaría una suma de pérdidas materiales que se deberán cuantificar en caso de ocurrencia.

Para dichos niveles, la carretera CV-336 no resultaría afectada por transcurrir esta a lo largo de puntos de mayor cota.

6. Valoración económica

Se estima un Presupuesto de Ejecución Material de 1.641.972,36 €. Se aplica un porcentaje del 17 % por gastos generales y un 6 % por beneficio industrial, resultando un Presupuesto Base de Licitación sin IVA de 2.019.626,01 €. Tras aplicar un porcentaje de IVA del 21 % queda un Presupuesto Base de Licitación de Licitación de 2.443.747,47 €.

Las mediciones desglosadas, los precios e importes han sido calculados en el *Anejo 1.4. Valoración Económica*.



7. BIBLIOGRAFÍA

- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº3. Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº4. Avenida de proyecto. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº5. Aliviaderos y desagües. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *CNEGP: Guías Técnicas de Seguridad de Presas nº6. Construcción de presas y control de calidad. Comité Nacional Español de Grandes Presas. 1997.*
- *Bureau of Reclamation, USA: Diseño de Pequeñas Presas. Traducción de la 3ª Edición Americana Actualizada y Ampliada. 2007.*
- *Prof. Dr. Ing. Eugenio Vallarino: Tratado Básico de Presas. Tomo I. Generalidades-Presas de Hormigón y Materiales Suelos. 5ª Edición. 2001.*
- *Mikel Arrieta Arrieta. Proyecto Presa Castrovido. Junio 2012.*
- *Proyecto de construcción de las presas de cola del embalse de Itoiz. Documento Nº 4 Presupuesto.*



ANEJO 1.1. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

1.2. Objeto y alcance del estudio

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

3. CÁLCULO DE AVENIDAS

3.1. Situación Normal de Explotación (N.M.N.)

3.2. Situación Accidental o de Proyecto (N.A.P.)

3.3. Situación Extrema (N.A.E.)

- *Figura 7. Hidrograma Sot.*
- *Figura 8. Hidrograma Loriguilla-Sot.*
- *Figura 9. Hidrograma Castellana.*
- *Figura 10. Hidrograma Aceña.*
- *Figura 11. Hidrograma Castellana-Aceña.*
- *Figura 12. Hidrograma Turia-Escarihuela.*
- *Figura 13. Hidrograma Escarihuela.*
- *Figura 14. Hidrograma Turia-Captación.*
- *Figura 15. Hidrograma de entrada T=100 años.*

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Avenidas recomendadas para el diseño. Categoría C.*
- *Tabla 2. Subcuencas hidrográficas.*
- *Tabla 3. Caudales medios mensuales del río Turia. CEDEX.*
- *Tabla 4. Coordenadas del punto de ubicación del azud de derivación.*
- *Tabla 5. Características de las subcuencas hidrográficas 1.*
- *Tabla 6. Factor de amplificación. Dirección General de Carreteras.*
- *Tabla 7. Características de las subcuencas hidrográficas 2.*
- *Tabla 8. Características de las subcuencas hidrográficas 3.*
- *Tabla 9. Características de las subcuencas hidrográficas 4.*
- *Tabla 10. Umbral de Escorrentía. Instrucción de Carreteras 5.2. IC.*
- *Tabla 11. Características de las subcuencas hidrográficas 5.*
- *Tabla 12. Características de las subcuencas hidrográficas 6.*
- *Tabla 13. Características de las subcuencas hidrográficas 7.*
- *Tabla 14. Valores pico del hidrograma de entrada para T= 100 años.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Subcuencas hidrográficas.*
- *Figura 2. Distribución de los caudales medios mensuales y caudal medio anual del río Turia. CEDEX.*
- *Figura 3. Mapa de Isolíneas.*
- *Figura 4. Mapa de Isolíneas de la región de la Península Ibérica.*
- *Figura 5. Mapa del Coeficiente Corrector del umbral de Escorrentía. Instrucción de Carreteras 5.2. IC.*
- *Figura 6. Hidrograma Loriguilla.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Este Anejo de Cálculos Hidrológico constituye uno de los tres anejos adjuntos a la memoria de la Parte 1, el resultado de los cálculos hidrológicos que se llevan a cabo en este apartado del proyecto es determinante en el dimensionamiento de la azud de derivación.

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de estudio de esta sección es el cálculo de los caudales para los periodos de retorno de las situaciones exigidas para el diseño y comprobación de presas.

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

Tabla 1. Avenidas recomendadas para el diseño. Categoría C.

El alcance de este trabajo abarca:

- Obtención del caudal medio del río Turia
- Cálculo de las precipitaciones para las distintas situaciones de cálculo.
- Descripción de las subcuencas hidrográficas para determinar el caudal punta y tiempo de concentración en cada una de ellas para las distintas situaciones de cálculo.
- Obtención de los caudales de diseño para el punto de captación.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

La Cuenca Hidrográfica del Turia se encuentra dentro del ámbito territorial de la Demarcación Hidrográfica del Júcar. Constituye la segunda mayor cuenca en la demarcación y atraviesa las provincias de Teruel y Valencia.

El río Turia está regulado por los embalses de Benagéber y Loriguilla en su tramo medio-bajo, el río Sot constituye uno de los principales afluentes que a su vez se encuentra también regulado por el embalse de Buseo.

Las subcuencas que van a ser determinantes en este estudio son aquellas que constituyan un aporte para el río Turia desde aguas abajo del embalse de Loriguilla hasta la ubicación de la captación. Es un tramo bajo del río cuya cuenca pertenece en su totalidad a la provincia de Valencia, concretamente a las comarcas de Los Serranos y El Campo del Turia.

Por lo tanto, para la obtención de los caudales máximos y los tiempos de concentración se considerarán un total de nueve subcuencas en ambas alternativas. A continuación se realiza una breve descripción de cada una de ellas:

Referencia	Nombre	Descripción	
		Desde	Hasta
156	Loriguilla	Embalse Loriguilla	Conf. río Sot
157	Sot	Embalse Buseo	Conf. río Turia
158	Loriguilla-Sot	Conf. río Sot-Turia	Conf. rambla Castellana
159	Castellana	Rambla Castellana	Conf. rambla Castellana-Aceña
160	Aceña	Rambla Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana
161	Castellana-Aceña	Conf. rambla Aceña-Castellana	Conf. río Turia
162	Turia-Escarihuela	Conf. rambla Castellana	Conf. Rbla. Escarihuela
163	Escarihuela	Rambla Escarihuela	Conf. río Turia
164	Turia	Conf. rambla Escarihuela	Captación proyecto

Tabla 2. Subcuencas hidrográficas.



Figura 1. Subcuencas hidrográficas.

3. CÁLCULO DE AVENIDAS

3.1. Situación Normal de Explotación (N.M.N.)

Para la Situación Normal de Explotación se considera el caudal medio anual del río Turia, **11,649 m³/s**. Tomado del Anuario de Aforos del Cedex 2011-2012 para la estación de aforo del río Turia en Villamarchante (ref. 8023).

Los caudales medios mensuales son los siguientes:

Caudales medios mensuales (m ³ /s)					
octubre:	8,593	noviembre:	9,811	diciembre:	10,51
enero:	9,431	febrero:	11,906	marzo:	13,341
abril:	14,443	mayo:	13,663	junio:	13,584
julio:	7,365	agosto:	6,299	septiembre:	9,578

Tabla 3. Caudales medios mensuales del río Turia. CEDEX.

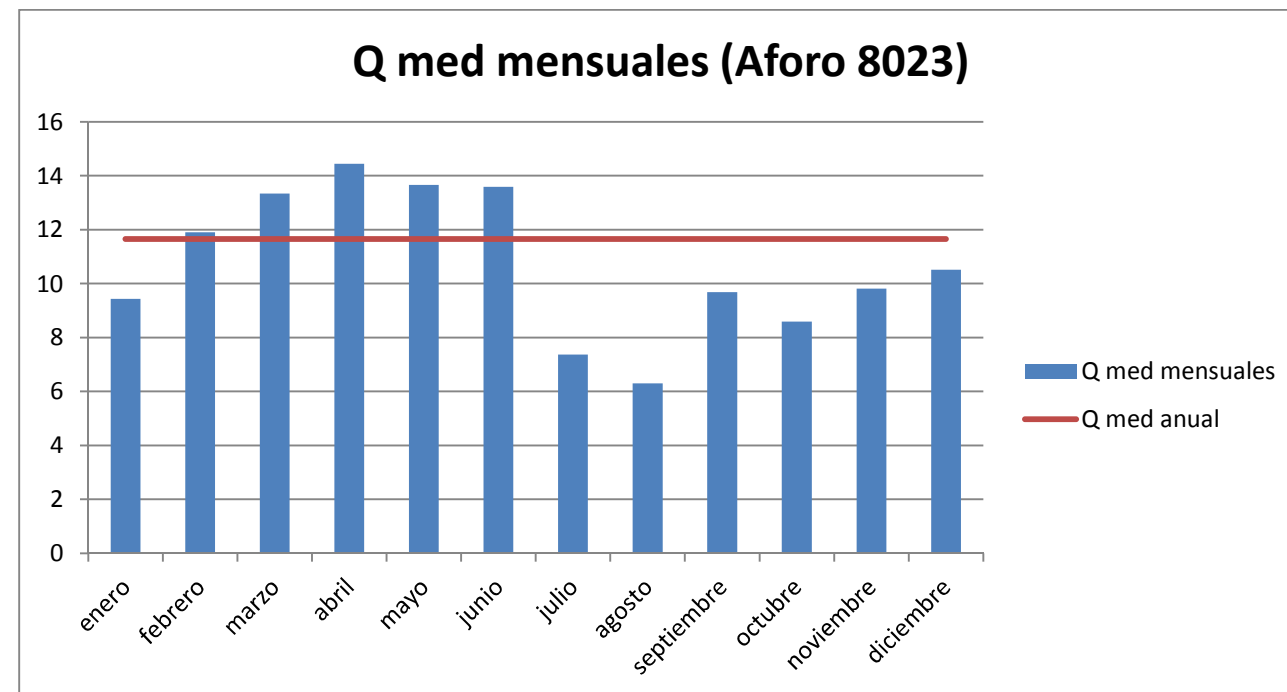


Figura 2. Distribución de los caudales medios mensuales y caudal medio anual del río Turia. CEDEX.

3.2. Situación Accidental o de Proyecto (N.A.P.)

A continuación se realizan los cálculos hidrológicos para la situación Accidental o de Proyecto, considerando un periodo de retorno de T=100 años. Para ello habrá que tener en cuenta la ubicación de la captación, lo cual será determinante en la obtención del caudal máximo y el tiempo de concentración:

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

Tabla 4. Coordenadas del punto de ubicación del azud de derivación.

El método Racional Modificado de Témez es el empleado para realizar los cálculos hidrológicos, siguiendo las recomendaciones expuestas en la Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial".

En primer lugar, se procede al cálculo del tiempo de concentración de cada una de las subcuencas.

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Donde:

- t_c : Tiempo de concentración (h)
- J: Pendiente media del cauce principal
- L: Longitud del cauce principal (km)

Referencia	Nombre	Superficie(km ²)	Longitud(km)	$\Delta H(m)$	J	Tc(h)
156	Loriguilla	74.13	11.5	56	0.0051	5.28
157	Sot	88.14	12	210	0.0157	4.28
158	Loriguilla-Sot	164.69	26.8	110	0.0041	10.37
159	Castellana	249.51	28.3	600	0.0212	7.92
160	Aceña	157.86	25.3	360	0.0142	7.84
161	Castellana-Aceña	40.1	8.5	105	0.0124	3.52
162	Turia-Escarihuela	3.79	2.5	8	0.0032	1.79
163	Escarhuela	199.12	31.6	760	0.0241	8.40
164*	Turia*	143.54	14.19	40	0.0028	6.87

Tabla 5. Características de las subcuencas hidrográficas 1.

A continuación se estima en el mapa de isóneas el Coeficiente de Variación (Cv) y el valor medio de Precipitación Máxima Diaria Anual para cada subcuenca. Los valores tomados son los correspondientes en el mapa a los puntos indicados, cada uno de ellos representa a una de las nueve subcuencas.

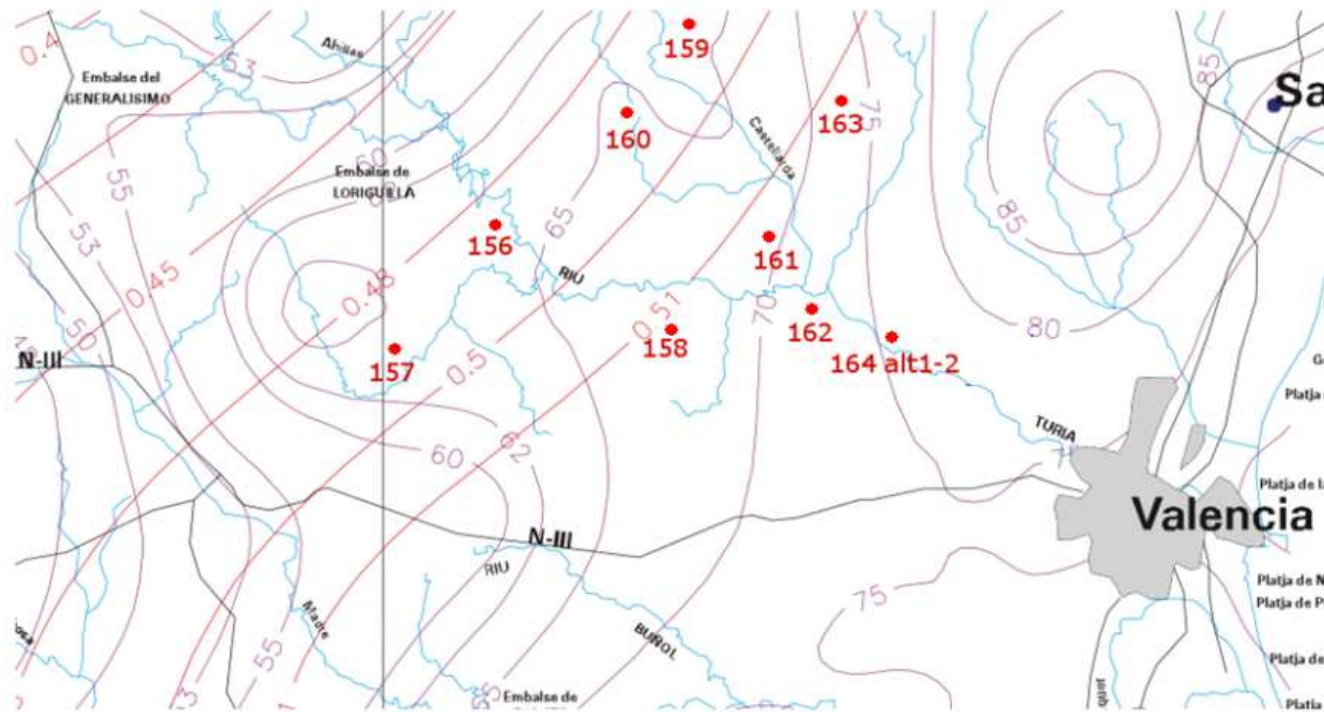


Figura 3. Mapa de Isolíneas.

Una vez estimados los valores de Cv y P en el mapa anterior se puede obtener el cuantil regional Yt (Factor de amplificación Kt) para el periodo de retorno T= 100 años en función de Cv. Para ello se emplea la siguiente tabla, extraída del manual de la Dirección General de Carreteras. *Máximas llluvias diarias en la España Peninsular.*

Cv	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.776	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 6. Factor de amplificación. Dirección General de Carreteras.

Una vez conocidos los diferentes valores del Factor de amplificación (K_{100}) para cada subcuenca, se procede al cálculo de la Precipitación Máxima Diaria (P_d).

$$P_d = K_{100} \times P$$

Referencia	Nombre	P (mm/día)	Cv	K_{100}	P_d (mm/día)
156	Loriguilla	63	0.48	2.708	170.60
157	Sot	62	0.49	2.739	169.82
158	Loriguilla-Sot	67	0.51	2.815	188.61
159	Castellana	64	0.49	2.739	175.30
160	Aceña	65	0.49	2.739	178.04
161	Castellana-Aceña	70	0.51	2.815	197.05
162	Turia-Escarihuela	72	0.51	2.815	202.68
163	Escarhuela	74	0.51	2.815	208.31
164	Turia*	75	0.51	2.815	211.13

Tabla 7. Características de las subcuencas hidrográficas 2.

Seguidamente se procede al cálculo del Coeficiente de Reducción Areal, el cual se obtiene en función de la superficie ocupada por las subcuencas:

$$K_A = 1 \rightarrow A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \rightarrow 1 < A < 3000 \text{ km}^2$$

Dado que las nueve subcuencas tienen un área comprendida entre 1 km^2 y 3000 km^2 , el valor del Coeficiente de Reducción Areal vendrá dado por la segunda expresión. Del producto del K_A y la Precipitación Máxima Diaria (P_d) resulta la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'_d):

$$P'_d = K_A \times P_d$$

Referencia	Nombre	P_d (mm/día)	K_A	P'_d (mm/día)
156	Loriguilla	170.60	0.8753	149.33
157	Sot	169.82	0.8703	147.79
158	Loriguilla-Sot	188.61	0.8522	160.73
159	Castellana	175.30	0.8402	147.79
160	Aceña	178.04	0.8534	151.94
161	Castellana-Aceña	197.05	0.8931	175.99
162	Turia-Escarhuela	202.68	0.9614	194.86
163	Escarhuela	208.31	0.8467	176.38
164	Turia*	211.13	0.8562	180.76

Tabla 8. Características de las subcuencas hidrográficas 3.

Para la obtención de la Intensidad Media Diaria de Precipitación (I_d), recurrimos a la formulación de Témez con la siguiente expresión:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - D^{0.1}}{0.4}}$$

Donde:

- I = Intensidad Media correspondiente al intervalo de duración D (mm/h).
- D = Duración de la lluvia.
- I_d = Intensidad Media Diaria de Precipitación (mm/h).
- I_1/I_d = Relación entre la Intensidad Media horaria y la Diaria.

La Duración de la lluvia (D) se corresponde con el Tiempo de Concentración de la subcuenca (T_c). La Intensidad Media Diaria de Precipitación se corresponde con el cociente entre la Precipitación Máxima Diaria Corregida y las 24 horas del día:

$$I_d = \frac{P'_d}{24}$$

La relación entre la Intensidad Media Horaria y la Diaria (I_1/I_d), se obtiene a partir del Mapa de Isolíneas de la región peninsular de España:



Figura 4. Mapa de Isolíneas de la región de la Península Ibérica.

Adoptamos como valor de la relación el 11, dado que todas las subcuencas de estudio se encuentran en la zona señalizada con dicha isolinéa.

Referencia	Nombre	Id (mm/h)	D (h)	I _v /I _d	I (mm/h)
156	Loriguilla	6.22	5.28	11	23.97
157	Sot	6.51	4.28	11	30.24
158	Loriguilla-Sot	6.69	10.37	11	14.76
159	Castellana	6.13	7.92	11	16.56
160	Aceña	6.33	7.84	11	17.20
161	Castellana-Aceña	7.33	3.52	11	35.15
162	Turia-Escarihuela	8.12	1.79	11	60.61
163	Escarhuela	7.34	8.40	11	18.97
164	Turia*	7.53	6.87	11	22.54

Tabla 9. Características de las subcuencas hidrográficas 4.

A continuación se procede a calcular el Coeficiente de Escorrentía (C) de cada una de las subcuencas, para ello es necesario conocer la Precipitación Máxima Diaria Corregida (P'd) y el Umbral de Escorrentía (P₀) de la zona en cuestión. La formulación a utilizar es la siguiente:

$$C = \frac{(P'_d - P'_0) * (P'_d + 23 * P'_0)}{(P'_d + 11 * P'_0)^2}$$

En primer lugar se tiene que determinar el Umbral de Escorrentía Inicial, por lo que se recurre a las tablas dispuestas en la Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial". Se decide escoger el mismo umbral de escorrentía para todas las subcuencas y se realizan varias suposiciones:

- Suelo con infiltración moderada (Grupo B).
- Cultivos en hilera colocados según las líneas de nivel (N).
- Pendiente mayor o igual al 3%.

Con estas condiciones el valor del Umbral de Escorrentía Inicial es de 16 mm.

TABLA 2-1
ESTIMACION INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTIA P_0 (mm)

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥ 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12

Nota: N: denota cultivo según las curvas de nivel.
R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

Tabla 10. Umbral de Escorrentía. Instrucción de Carreteras 5.2. IC.

El Umbral de Escorrentía (P_0) encontrado debe corregirse con un Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β), el cual viene dado en el siguiente mapa extraído también de la Instrucción de Carreteras 5.2 IC "Drenaje Superficial". Las isolíneas representadas en la figura se corresponden con las zonas cuyo Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía es el indicado.



Figura 5. Mapa del Coeficiente Corrector del umbral de Escorrentía. Instrucción de Carreteras 5.2. IC.

En la zona correspondiente a la ubicación de las subcuencas estudiadas, el Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía (β) es 3. El producto de dicho coeficiente por el Umbral de Escorrentía (P_0) proporciona el Umbral de Escorrentía Corregido.

$$P'_0 = P_0 * \beta$$

Así, tenemos todos los valores para poder calcular el coeficiente de escorrentía, se muestran en la Tabla 10.

Referencia	Nombre	Po(mm)	β	P'o(mm)	P'd(mm/día)	C
156	Loriguilla	16	3	48	149.33	0.2768
157	Sot	16	3	48	147.79	0.2735
158	Loriguilla-Sot	16	3	48	160.73	0.3006
159	Castellana	16	3	48	147.79	0.2724
160	Aceña	16	3	48	151.94	0.2824
161	Castellana-Aceña	16	3	48	175.99	0.3306
162	Turia-Escarihuela	16	3	48	194.86	0.3651
163	Escarihuela	16	3	48	176.38	0.3313
164	Turia*	16	3	48	180.76	0.3396

Tabla 10. Características de las subcuencas hidrográficas 5.

Referencia	Nombre	C	I (mm/h)	Superficie (km ²)	K	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	0.2768	23.97	74.13	1.3381	182.88
157	Sot	0.2735	30.24	88.14	1.2475	252.70
158	Loriguilla-Sot	0.3006	14.76	164.69	1.5708	318.93
159	Castellana	0.2724	16.56	249.51	1.4867	464.94
160	Aceña	0.2824	17.20	157.86	1.4838	316.10
161	Castellana-Aceña	0.3306	35.15	40.1	1.2559	162.58
162	Turia-Escarihuela	0.3651	60.61	3.79	1.1291	26.29
163	Escarihuela	0.3313	18.97	199.12	1.5054	523.48
164	Turia*	0.3396	22.54	143.54	1.4428	440.35

Tabla 11. Características de las subcuencas hidrográficas 6.

Como último paso para acceder al cálculo del Caudal Punta se debe obtener el Coeficiente de Uniformidad en función del Tiempo de Concentración (tc) con la siguiente formulación:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Una vez obtenido este valor para cada subcuenca se procede al cálculo final para la obtención del Caudal Punta con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * K$$

Donde:

- Q : Caudal máximo (m³/s)
- C : Coeficiente de Escorrentía
- I : Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)
- A : Área de la cuenca (km²)
- K : Coeficiente de uniformidad

Tras haber calculado estos Caudales Punta (Q) y los Tiempos de Concentración (Tc) se puede obtener un hidrograma unitario para cada una de las subcuencas. El sumatorio o la superposición de los nueve hidrogramas resultantes conformará el hidrograma de la Cuenca Hidrográfica para la Alternativa 1.

Para realizar estos hidrogramas se ha empleado el método del hidrograma unitario triangular de Témez, el cual emplea las siguientes fórmulas para definir cada uno de los parámetros necesarios :

Dichos hidrogramas se obtiene empleando el Método del Hidrograma Unitario Triangular de Témez, éste método permite representar los gráficos a partir de tres puntos dados por las siguientes expresiones:

$$\text{Duración de la tormenta: } t_t = 2 * t_c$$

$$\text{Tiempo al pico: } t_p = 0.3 * t_t$$

$$\text{Caudal pico} = \text{Caudal máximo o de referencia}$$

A continuación se procede a representar los hidrogramas de cada una de las subcuencas con sus puntos característicos:

Referencia	Nombre	Tc(h)	Tt(h)	Tp(h)	Q(m ³ /s)
156	Loriguilla	5.28	10.56	3.17	182.88
157	Sot	4.28	8.55	2.57	252.70
158	Loriguilla-Sot	10.37	20.76	6.22	318.93
159	Castellana	7.92	15.83	4.75	464.94
160	Aceña	7.84	15.68	4.70	316.10
161	Castellana-Aceña	3.52	7.03	2.11	162.58
162	Turia-Escarihuela	1.79	3.58	1.07	26.29
163	Escarihuela	8.40	16.80	5.04	523.48
164	Turia*	6.87	13.74	4.12	440.35

Tabla 12. Características de las subcuencas hidrográficas 7.

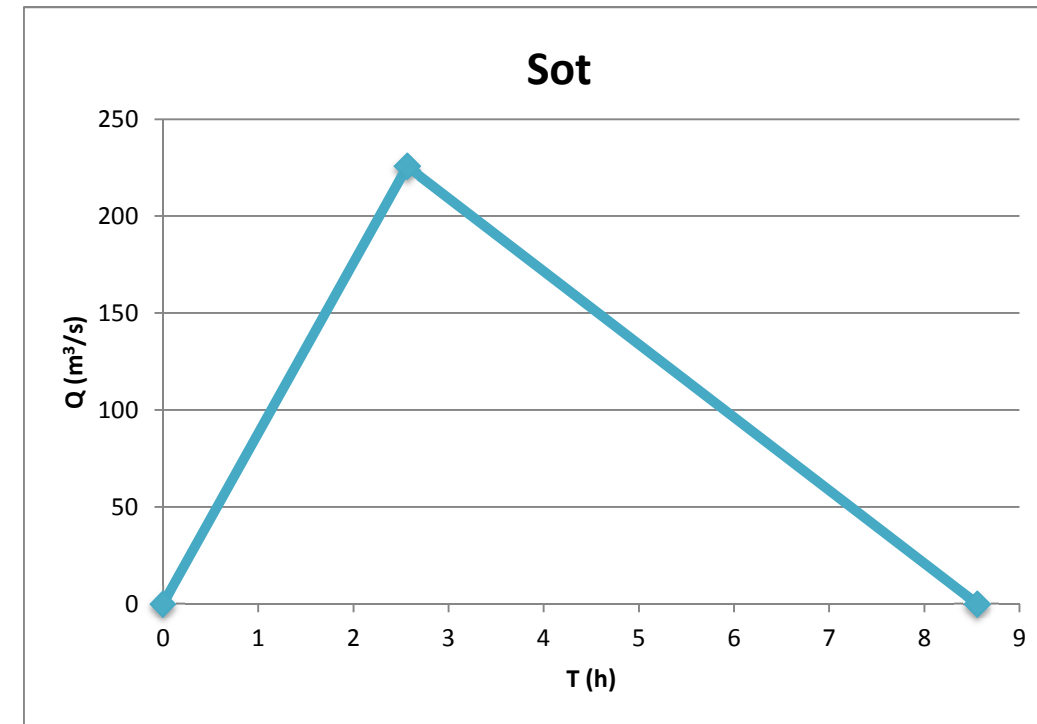


Figura 7. Hidrograma Sot.

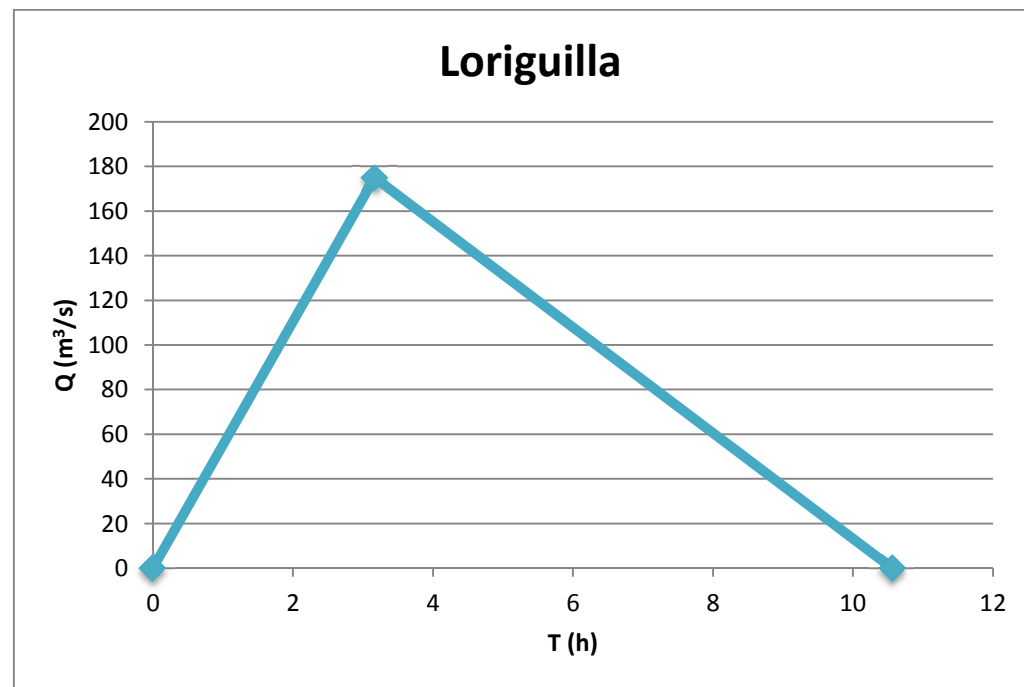


Figura 6. Hidrograma Loriguilla.

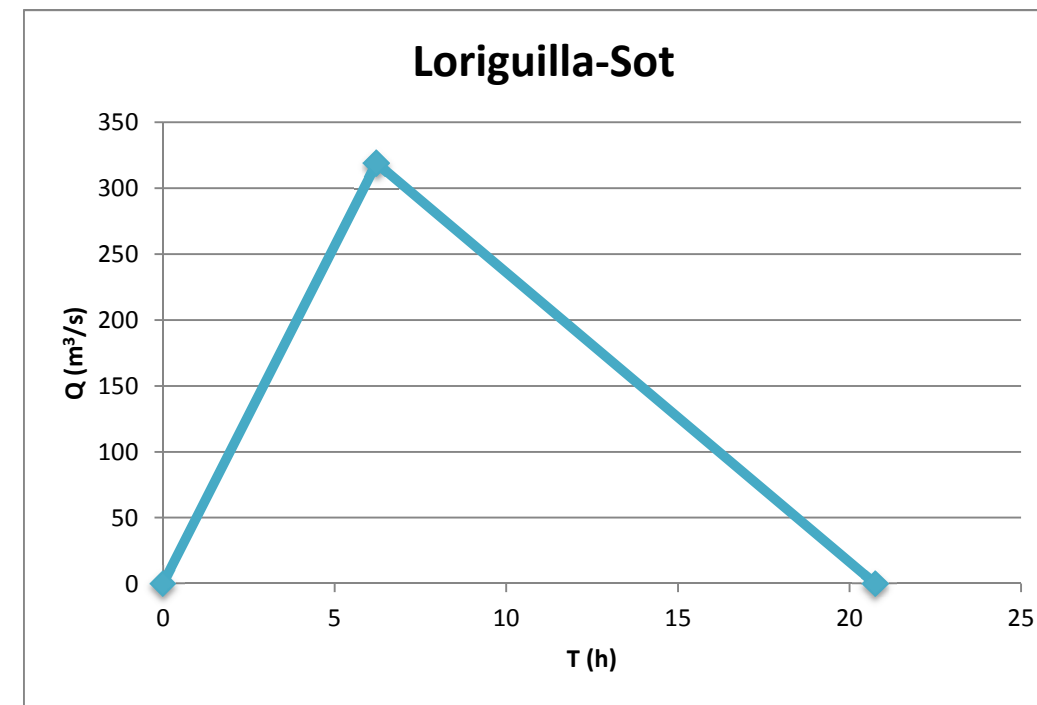


Figura 8. Hidrograma Loriguilla-Sot.

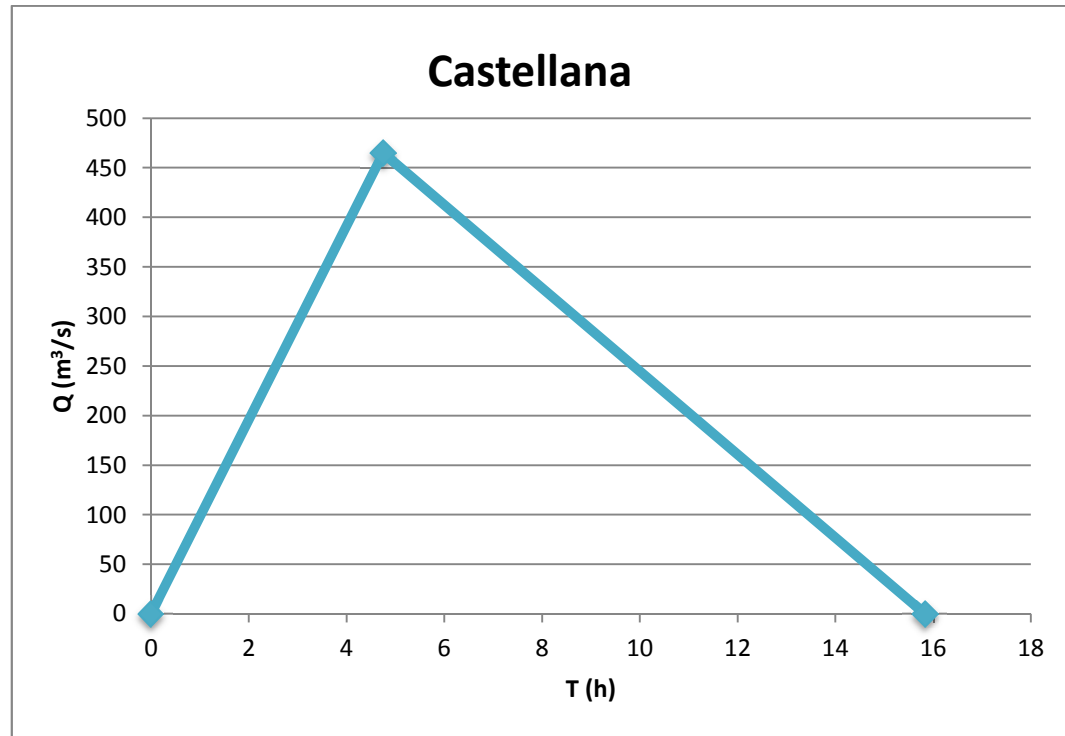


Figura 9. Hidrograma Castellana.

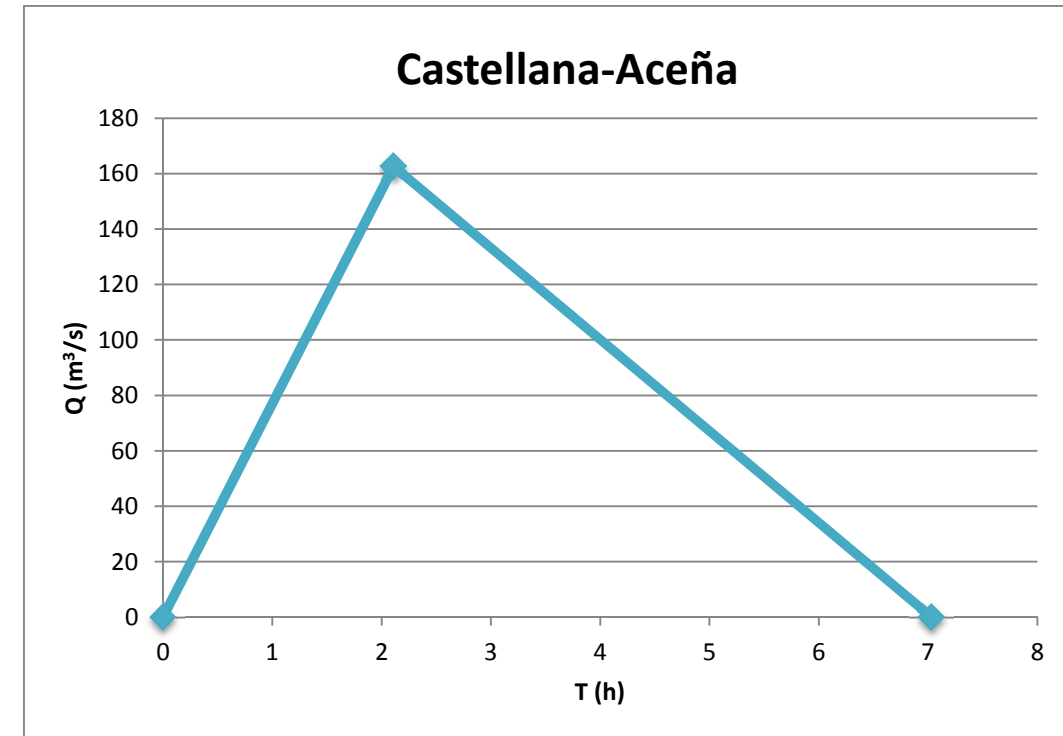


Figura 11. Hidrograma Castellana-Aceña.

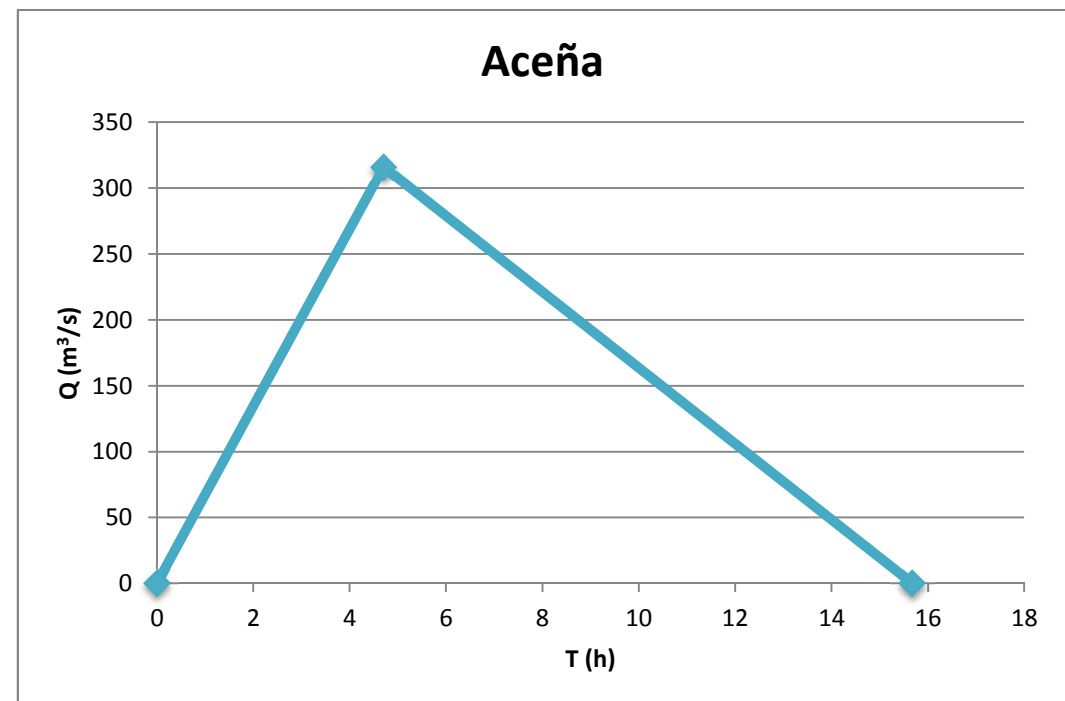


Figura 10. Hidrograma Aceña.

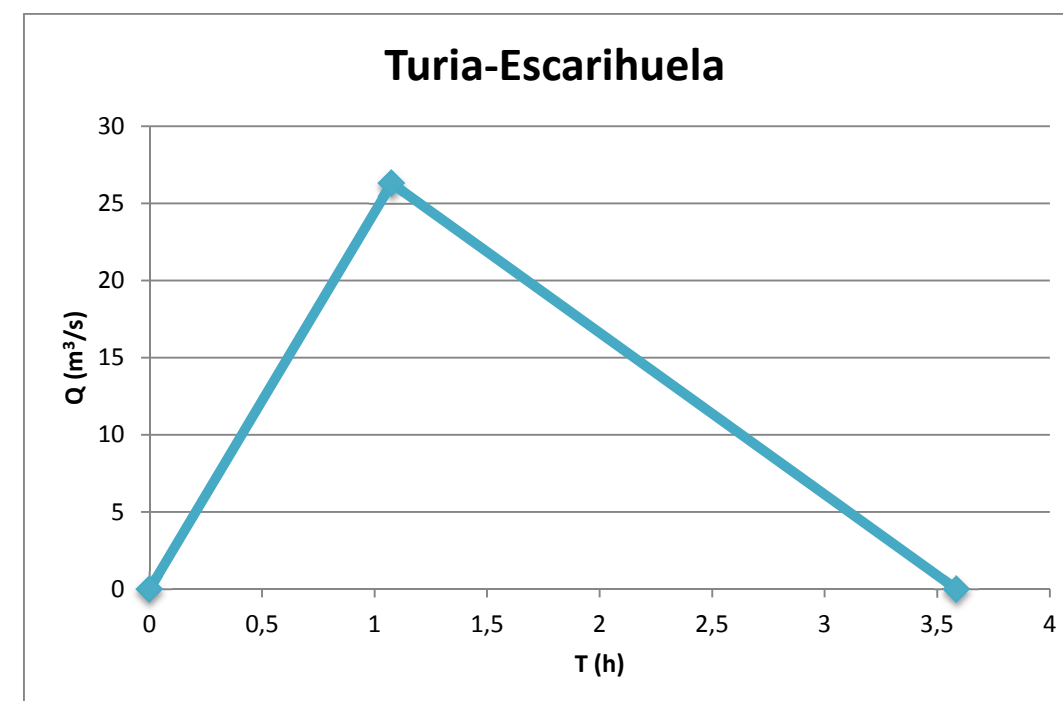


Figura 12. Hidrograma Turia-Escarihuela.

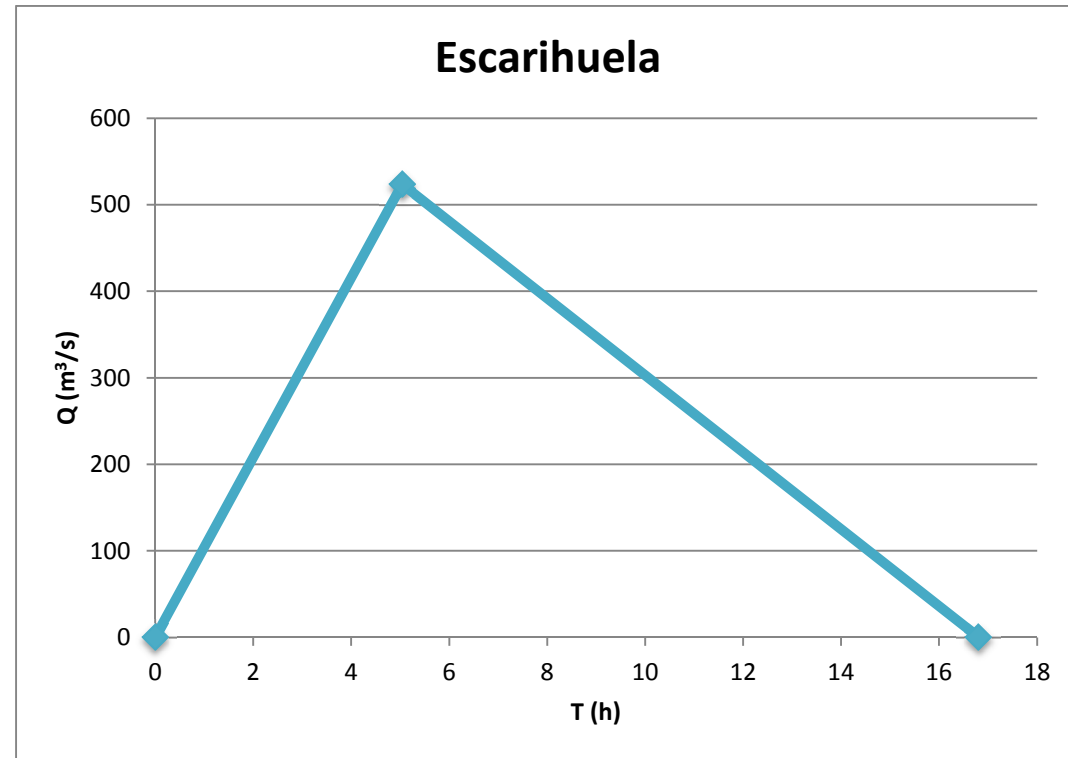


Figura 13. Hidrograma Escarihuela.

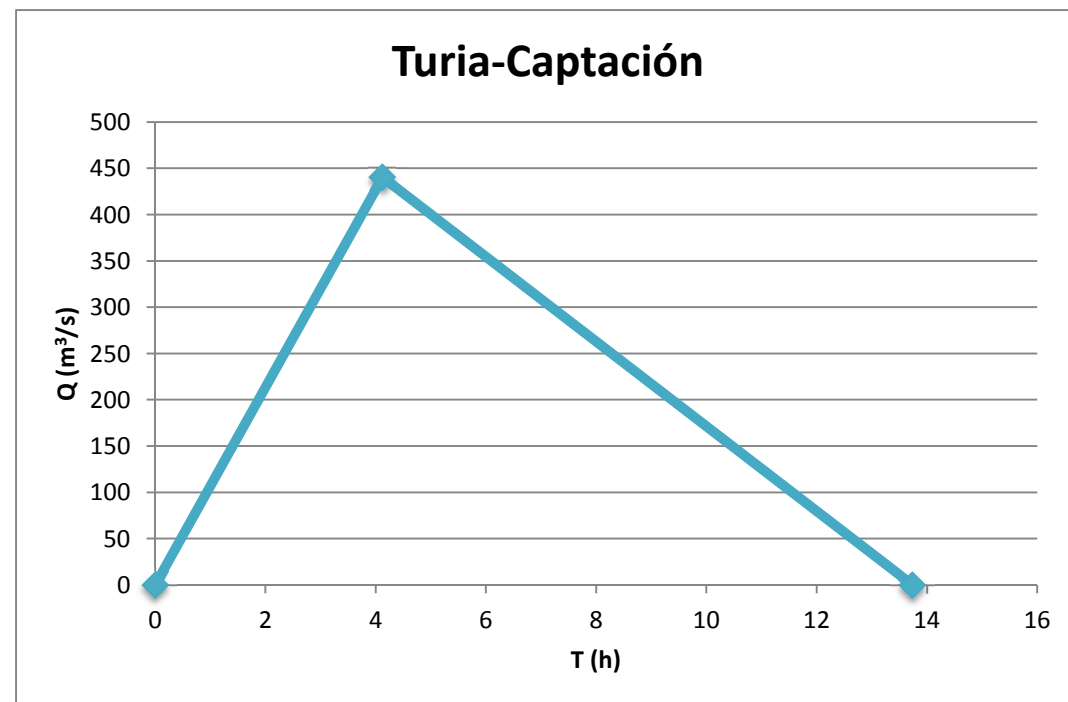


Figura 14. Hidrograma Turia-Captación.

A continuación se procede al sumatorio de los hidrogramas de todas las subcuencas, lo cual dará como resultado el hidrograma correspondiente a la Cuenca Hidrográfica de la captación del proyecto.

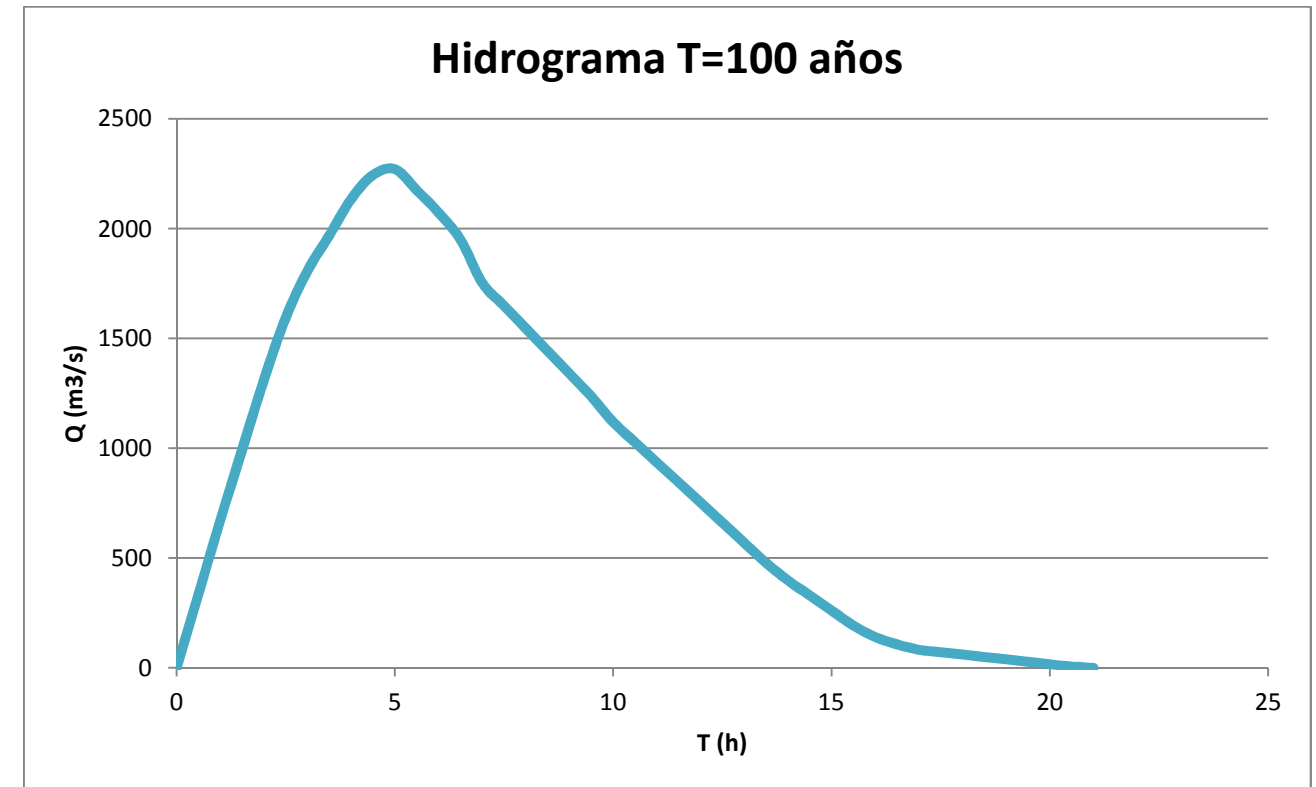


Figura 15. Hidrograma de entrada T=100 años.

Nombre	Tt(h)	Tp(h)	Q(m³/s)
Turia*	20.76	5	2270

Tabla 13. Valores pico del hidrograma de entrada para T= 100 años.

Para un Periodo de retorno de T=100 años el caudal máximo al que se verá expuesto el azud será de 2270 m³/s y se producirá a las 5 horas haberse iniciado la tormenta. El tiempo total considerado en el hidrograma es de 20.76 horas y se corresponde con el máximo de los tiempos de duración de tormenta de las subcuencas, en este caso Loriguilla-Sot.



3.3. Situación Extrema (N.A.E.)

Se ha considerado la Situación Extrema aquella cuya avenida se corresponda con el periodo de retorno de $T= 100$ años. De modo que los cálculos hidrológicos son los mismos que para la Situación Accidental y quedan reflejados en el apartado anterior.



ANEJO 1.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Introducción
- 1.2. Objeto y alcance del estudio
- 1.3. Situaciones consideradas

2. EMBALSE

- 2.1. Características del embalse
- 2.2. Situación normal de explotación
- 2.3. Situación accidental
- 2.4. Situación extrema

3. ALIVIADERO Y CUENCO AMORTIGUADOR

- 3.1. Situación accidental
- 3.2. Situación extrema
- 3.3. Situación normal de explotación

4. CONDICIONES AGUAS ABAJO DEL AZUD

- 4.1. Situación normal de explotación

- *Figura 6. Longitud del resalto hidráulico para el NMN. USBR.*
- *Figura 7. Cerrada.*

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Valores para la curva característica del embalse.*
- *Tabla 2. Caudales pico para los hidrogramas de entrada y salida con $T=100$ años.*
- *Tabla 3. Coordenadas unitarias del perfil Creager. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.*
- *Tabla 4. Coordenadas del perfil Creager adoptado. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.*
- *Tabla 5. Obtención de V_1 , Y_1 y F_1 para la Situación Accidental.*
- *Tabla 6. Obtención de Y_2 para la Situación Accidental.*
- *Tabla 7. Valores de Y_0 , Y_1 y V_1 para el NMN.*
- *Tabla 8. Obtención de V_1 , Y_1 y F_1 para el NMN.*
- *Tabla 9. Obtención de Y_2 para el NMN.*
- *Tabla 10. Características del cauce en la cerrada.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Curva característica del embalse.*
- *Figura 2. Hidrograma de Laminación para la Situación Accidental.*
- *Figura 3. Curva Creager unitaria. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.*
- *Figura 4. Curva Creager adoptada. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.*
- *Figura 5. Resalto hidráulico con F_1 entre 1,7 y 2,5. USBR.*
- *Figura 6. Longitud del resalto hidráulico para la Situación Accidental. USBR.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

El presente anejo incluye los cálculos hidráulicos relativos al azud de derivación, los cuales condicionarán el dimensionamiento del cuerpo de presa y los dispositivos adjuntos al mismo que garantizan un buen comportamiento de la infraestructura.

Los procedimientos seguidos para la correcta ejecución de los cálculos han sido extraídos de las *Guías Técnicas de Seguridad de Presas: P-2 Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas, P-5 Aliviaderos y Desagües*.

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de este estudio es el de obtener un adecuado conocimiento de las condiciones hidráulicas en el entorno de la azud para diversas situaciones con el fin de proceder a un dimensionado que garantice un correcto funcionamiento de la infraestructura y la seguridad suficiente.

El alcance de este estudio abarca:

- Obtención de la curva característica del embalse generado.
- Obtención de las condiciones hidráulicas en el entorno del vertedero del azud para las diversas situaciones de cálculo.
- Dimensionado del perfil del aliviadero.
- Obtención de las condiciones hidráulicas aguas abajo del azud para los cálculos relativos a la subpresión.

1.3. Situaciones consideradas

Las situaciones consideradas para el diseño que garantice el buen comportamiento hidráulico de los dispositivos de desagüe y cuenco amortiguador del azud son las siguientes:

- Situación Normal de Explotación
- Situación Accidental o de Proyecto
- Situación Extrema

2. EMBALSE

2.1. Características del embalse

Para entender la evolución del embalse ante las distintas situaciones es necesario conocer la curva característica, la cual ha sido obtenida de forma aproximada a partir de la Información Geográfica proporcionada por el tutor del TFG con la ayuda de programas de SIG (ArcGis 10.2).

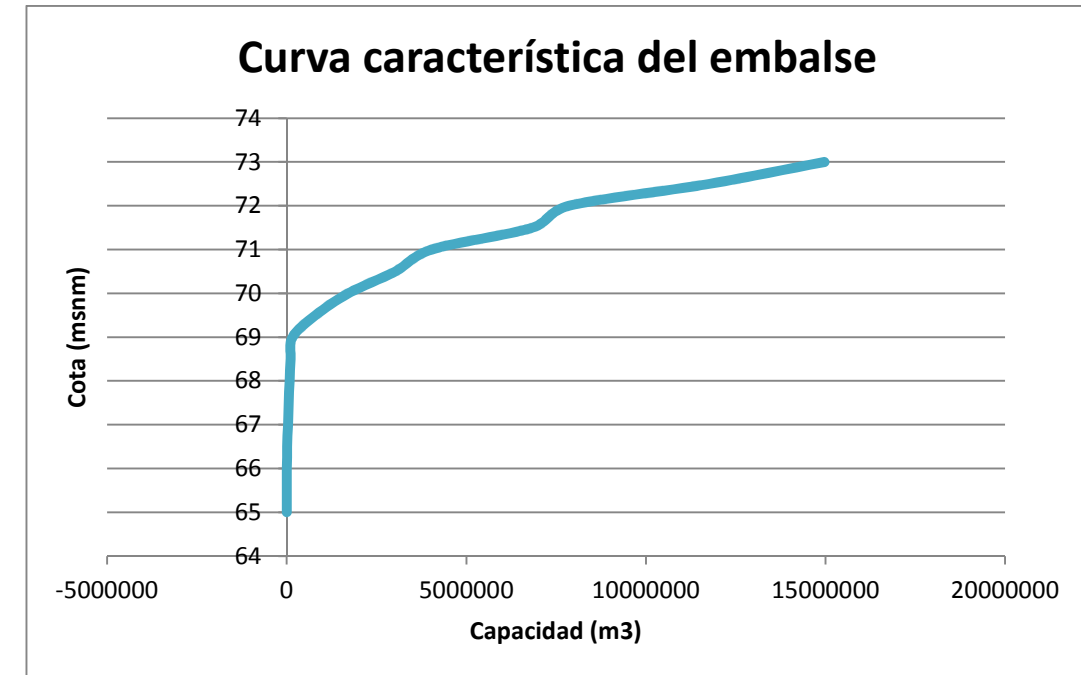


Figura 1. Curva característica del embalse.

Cota (msnm)	Capacidad (m ³)
65	0
65,5	450
66	4.737
66,5	11.090
67	32.471
67,5	54.320
68	76.900
68,5	108.410
69	159.633
69,5	802.922
70	1.716.248
70,5	3.023.845
71	4.036.573
71,5	6.842.463
72	7.859.726
72,5	11.765.019
73	14.971.898

Tabla 1. Valores para la curva característica del embalse.

2.2. Situación Normal de Explotación

La Situación Normal de Explotación es la correspondiente al caudal medio del río Turia en el tramo en cuestión, 11,649 m³/s. El embalse generado en dicha situación depende del Nivel Máximo Normal, el cual se obtiene a partir de la capacidad del vertedero de labio fijo.

La cota de coronación del aliviadero del azud se fija en 68 msnm, con un coeficiente de desagüe de 2,09 y una longitud de coronación de 80 m la altura de la lámina de agua sobre la coronación se obtiene a partir de la siguiente expresión:

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

La altura obtenida es de 0,169 m, por lo tanto el Nivel Máximo Normal de explotación del embalse es de 68,169 msnm, con una superficie de la lámina de agua de 47.760 m² y una capacidad de 83.650 m³.

2.3. Situación accidental

La situación accidental o de proyecto es la correspondiente a la avenida de periodo de retorno T= 100 años, con una hidrograma de entrada al embalse cuyo caudal máximo es de 2270 m³/s. El embalse generado en dicha situación depende del Nivel en Avenida de Proyecto, el cual se obtiene a partir del volumen de agua encerrado entre los hidrogramas de entrada y de salida.

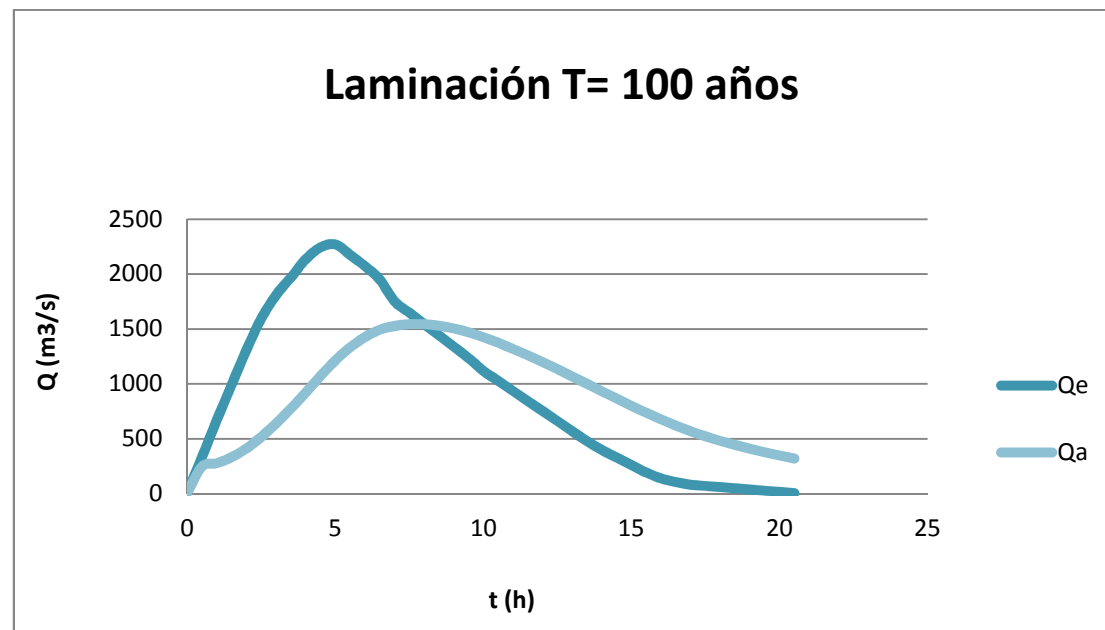


Figura 2. Hidrograma de Laminación para la Situación Accidental.

En el gráfico anterior se muestra la distribución de los caudales entrantes Qe y aliviados Qa a lo largo de la línea temporal. Como se puede observar el azud constituye un importante factor de laminación en el cauce, de modo que el máximo caudal vertido Qam es siempre menor que la punta de la avenida Qem y se encuentra temporalmente retrasado.

	Q máximo (m ³ /s)	Tiempo (h)
Hidrograma entrante	2272	5
Hidrograma aliviado	1543	8

Tabla 2. Caudales pico para los hidrogramas de entrada y salida con T=100 años.

Por lo tanto el Nivel en Avenida de Proyecto es el correspondiente a la altura de la lámina de agua sobre coronación más la cota de coronación para el máximo caudal vertido.

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

La altura obtenida es de 4,4 m, por lo tanto el Nivel en Avenida de Proyecto del embalse es de 72,4 msnm, con una superficie de la lámina de agua de 261.297 m² y una capacidad de 10.233.897 m³.

2.4. Situación extrema

En este caso la situación extrema se ha considerado del mismo período de retorno que la situación de proyecto, por lo tanto el comportamiento del embalse es el mismo que en el apartado anterior y no es necesario realizar los cálculos otra vez.

3. ALIVIADERO Y CUENCO AMORTIGUADOR

3.1. Situación accidental

Las dimensiones y características geométricas del aliviadero y el cuenco amortiguador se dimensionan para la situación accidental. A continuación se realizan una serie de cálculos que permiten obtener un diseño hidráulicamente eficaz y con un comportamiento aceptable.

El apartado lo vamos a dividir en dos partes:

- a) Hidráulica vertedero
- b) Hidráulica cuenco amortiguador

En cada una de ellas se tratarán los aspectos hidráulicos de los elementos y su entorno.

- a) Hidráulica vertedero

El perfil del vertedero deberá ser similar al de la superficie inferior de una lámina líquida vertiendo libremente sobre una pantalla vertical delgada, uno de los perfiles más usado que cumple esta condición es el debido a Creager, definido por coordenadas en función de la altura de la lámina de agua sobre coronación.

En el apartado 2.2 de este anejo se determinó la altura de agua sobre coronación (4,4 m), con el producto de esta altura por las coordenadas indicadas a continuación se obtiene el perfil Creager y las curvas descritas por las caras superior e inferior del chorro teórico de agua.

X	Y		
	CHORRO TEÓRICO		
	PARAMENTO	CARA SUPERIOR	CARA INFERIOR
0	-0,126	0,831	-0,126
0,1	-0,036	0,803	-0,036
0,2	-0,007	0,772	-0,007
0,3	0	0,74	0
0,4	-0,007	0,702	-0,007
0,6	-0,06	0,62	-0,063
0,8	-0,142	0,511	-0,153
1	-0,257	0,38	-0,267
1,2	-0,397	0,219	-0,41
1,4	-0,565	0,03	-0,59
1,7	-0,87	-0,303	-0,92
2	-1,22	-0,693	-1,31
2,5	-1,96	-1,5	-2,1
3	-2,82	-2,5	-3,11
3,5	-3,82	-3,66	-4,26
4	-4,93	-5	-5,61
4,5	-6,22	-6,54	-7,15

Tabla 3. Coordenadas unitarias del perfil Creager. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.

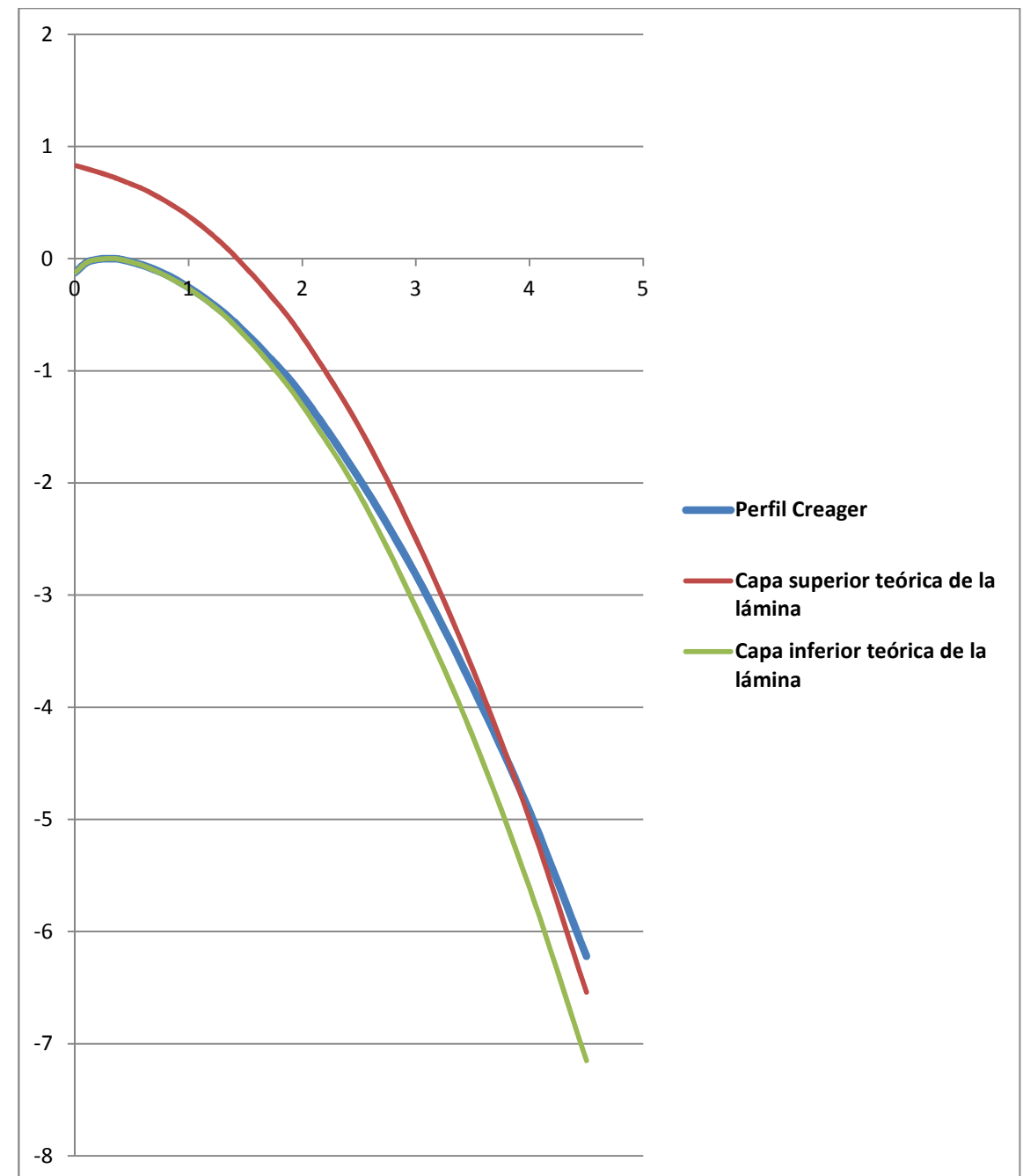


Figura 3. Curva Creager unitaria. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.

Las coordenadas para el perfil Creager correspondientes a la altura sobre coronación de 4,4 m, son:

X	Y		
	CHORRO TEÓRICO		
	PARAMENTO	CARA SUPERIOR	CARA INFERIOR
0	-0,5544	3,6564	-0,5544
0,44	-0,1584	3,5332	-0,1584
0,88	-0,0308	3,3968	-0,0308
1,32	0	3,256	0
1,76	-0,0308	3,0888	-0,0308
2,64	-0,264	2,728	-0,2772
3,52	-0,6248	2,2484	-0,6732
4,4	-1,1308	1,672	-1,1748
5,28	-1,7468	0,9636	-1,804
6,16	-2,486	0,132	-2,596
7,48	-3,828	-1,3332	-4,048
8,8	-5,368	-3,0492	-5,764
11	-8,624	-6,6	-9,24
13,2	-12,408	-11	-13,684
15,4	-16,808	-16,104	-18,744
17,6	-21,692	-22	-24,684
19,8	-27,368	-28,776	-31,46

Tabla 4. Coordenadas del perfil Creager adoptado. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.

La representación gráfica de estas coordenadas proporciona el perfil Creager y las curvas del chorro teórico correspondientes:

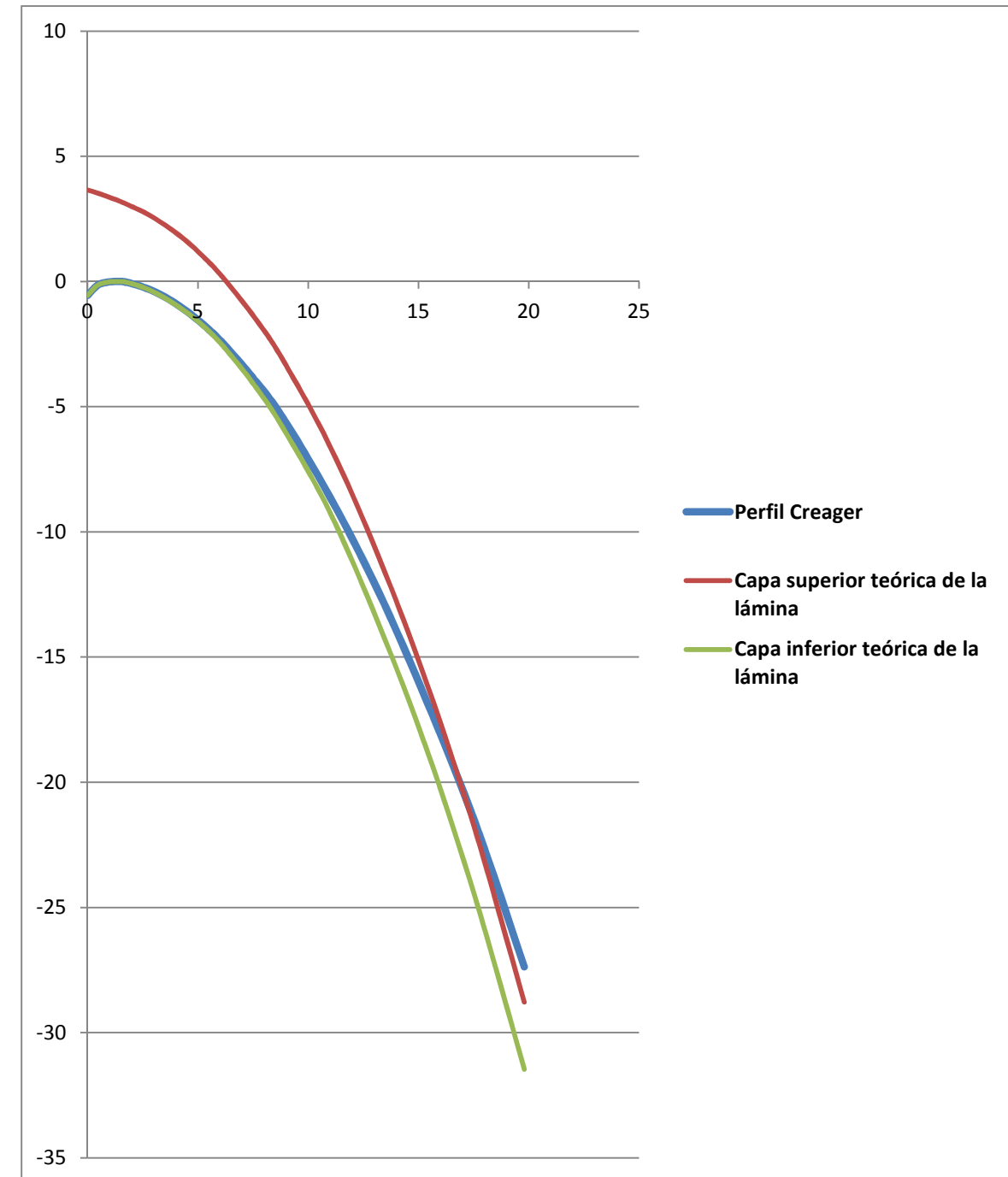


Figura 4. Curva Creager adoptada. GT nº 5. Aliviaderos y desagües.

El valor de la altura de la lámina de agua sobre la coronación del vertedero se determina a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \lambda * K * L * h^{1,5}$$

El coeficiente K depende del tipo de vertedero y λ de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, L es la longitud útil y h es la energía sobre el umbral del vertedero.

El coeficiente K es una característica del tipo de vertedero: K= 2,09 para el perfil Creager. El perfil se define para una energía nominal h_0 ; cuando la profundidad aguas arriba del vertedero es grande respecto a h_0 y el nivel aguas abajo no alcanza el umbral del vertedero, esto es, cuando las condiciones se asemejan a las teóricas del vertido sobre lámina delgada, el parámetro λ es $\lambda= 1$.

El producto de λ y K constituye el Coeficiente de desagüe del vertedero; en este caso Cd= 2,09.

Z (m)	7,4
H (m)	4,4
L coronación (m)	80
Qm (m ³ /s)	1543
V ₁ (m/s)	10,1
Y ₁ (m)	1,9
F ₁	2,33

Tabla 5. Obtención de V₁, Y₁ y F₁ para la Situación Accidental.

Donde:

- Y₁: Calado aguas arriba del resalto hidráulico.
- V₁: Velocidad aguas arriba del resalto hidráulico.
- L coronación: Longitud útil del vertedero.
- Z: Incremento de altura entre la cota del cuenco y el embalse.
- H: Altura del embalse sobre coronación.
- F₁: Número de Froud aguas arriba del resalto hidráulico.

b) Hidráulica cuenco amortiguador

Para el diseño de cuenco amortiguador es necesario conocer el comportamiento hidráulico de la lámina de agua vertida y el resalto hidráulico generado en la situación accidental.

En este caso se ha escogido una tipología de cuenco simple, caracterizado por ser rectangular, de solera horizontal y con paredes laterales verticales. Dentro de tal cuenco tiene lugar la formación del resalto hidráulico, con pérdida de una parte importante del exceso de energía de la corriente.

Las características del flujo de entrada al cuenco vienen determinadas por v₁ y Y₁:

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

En función del nº de Froude aguas arriba, F₁, pueden caracterizarse diferentes tipos de resalto hidráulico. En la clasificación dada por Peterka, Bureau of Reclamation, un nº de Froude de 2,33 se corresponde con un tipo A. Se trata de un resalto de débil intensidad con disipación de energía menor del 20% y con una superficie libre relativamente suave.



Figura 5. Resalto hidráulico con F₁ entre 1,7 y 2,5. USBR.

Los calados conjugados y_2 , se obtienen empleando la fórmula de Bélanger.

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

Que puede aproximarse, para valores de $F_1 > 2$, por la fórmula simplificada:

$$\frac{y_2}{y_1} = \sqrt{2} F_1 - 0,5$$

F_1	2,33
Y_1 (m)	1,9
Y_2 (m)	5,31

Tabla 6. Obtención de Y_2 para la Situación Accidental.

Donde Y_2 es el calado máximo del resalto hidráulico.

El calado así obtenido corresponde al valor medio de la superficie libre del resalto. Tal superficie libre está sometida a fuertes fluctuaciones de posición, que conviene tener en cuenta a fin de evitar que ocasionalmente una sobre elevación de la misma pudiera dar lugar a insuficiencia del calado aguas abajo y provocar el barrido del resalto fuera del cuenco amortiguador, con lo que se trasladaría este a zona no protegida con el riesgo evidente de daños indeseados. La fluctuación de la superficie libre en torno a su posición media puede alcanzar, según la expresión de Bretz, el valor de 0,68 m:

$$\Delta y_2 = 0,2 (y_2 - y_1)$$

Donde ΔY_2 es el incremento de calado debido a fluctuaciones en el resalto hidráulico.

La longitud del cuenco ha de ser la suficiente para que el resalto esté completamente contenido dentro de él. La determinación del punto final del resalto es complicada, se sigue el criterio de hacerlo coincidir con el final del rulo o remolino superficial.

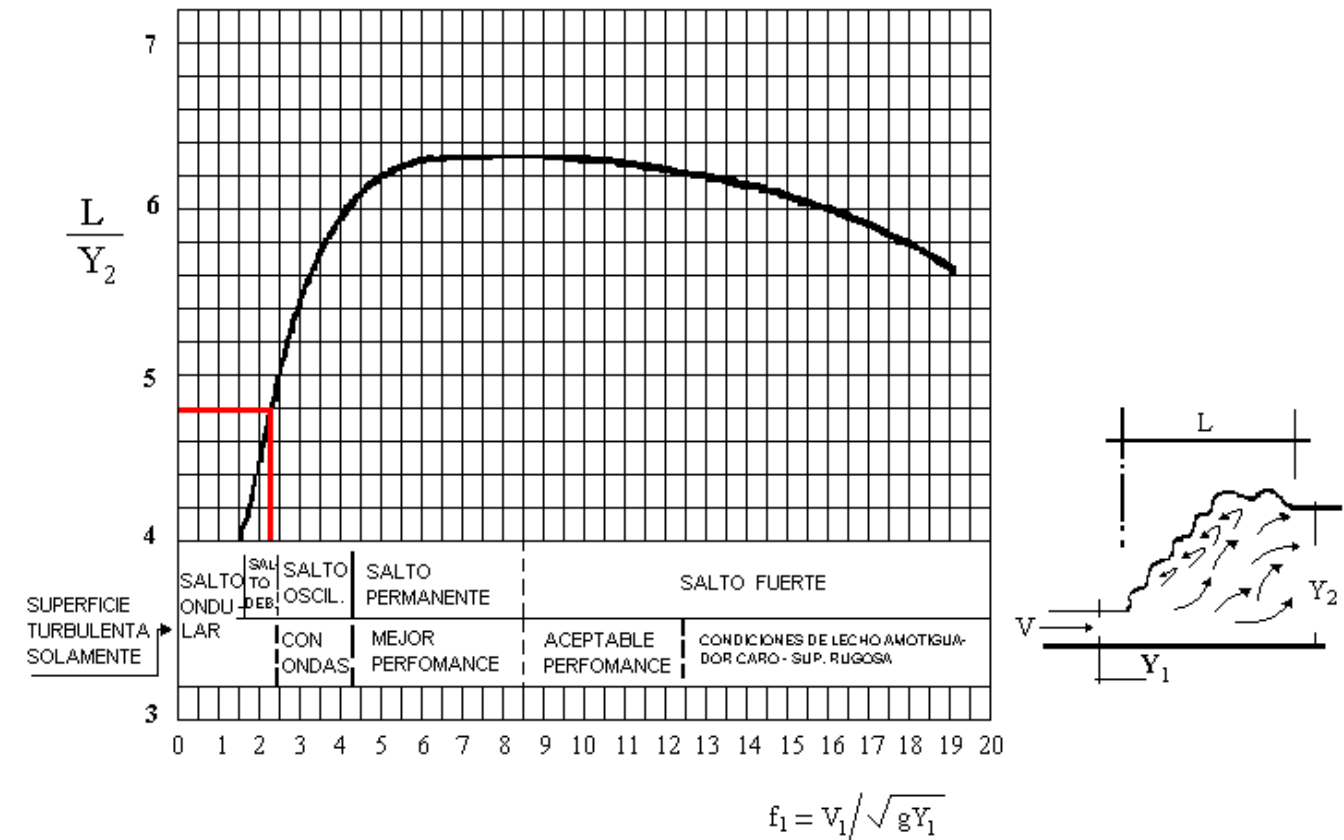


Figura 6. Longitud del resalto hidráulico para la Situación Accidental. USBR.

La relación $\frac{L}{y_2}$ es de 4,79, por lo tanto el valor de la longitud del resalto hidráulico es de 25,43m.

1.1. Situación extrema

En este caso la situación extrema se ha considerado del mismo período de retorno que la situación de proyecto porque la presa en cuestión es de Categoría C, por lo tanto el comportamiento del hidráulico es el mismo que en el apartado anterior y no es necesario realizar los cálculos otra vez.

1.2. Situación Normal de Explotación

En este apartado se estudia el comportamiento hidráulico del vertedero, cuenco amortiguador y retorno al cauce aguas abajo del azud para Situación Normal de Explotación.

El apartado lo vamos a dividir en dos partes:

- Hidráulica vertedero
- Hidráulica cuenco amortiguador

En cada una de ellas se tratarán los aspectos hidráulicos de los elementos y su entorno.

- Hidráulica vertedero

El perfil del vertedero se ha determinado en el apartado anterior para la Situación Accidental con $h_0 = 4,4$ m , en este apartado se estudia el comportamiento hidráulico de dicho aliviadero para la situación accidental con una altura sobre coronación de 0,169 m.

El valor de la altura de la lámina de agua sobre la coronación del vertedero se ha determinado a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \lambda * K * L * h^{1,5}$$

Y_0 (m)	0,169
Y_1 (m)	0,019
V_1 (m/s)	7,77

Tabla 7. Valores de Y_0 , Y_1 y V_1 para el NMN.

A continuación se describe gráficamente la lámina de agua sobre el paramento aguas debajo de la azud, las secciones representativas son Y_0 y Y_1 , y constituyen las condiciones de contorno para la definición de la lámina de agua. Inmediatamente aguas debajo de la sección Y_1 se produce el resalto hidráulico cuyas características se obtienen en el apartado siguiente.

- Hidráulica cuenco amortiguador

Las características del flujo de entrada al cuenco para la avenida de proyecto vienen determinadas por v_1 y y_1 :

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

Z (m)	3,169
H (m)	0,169
L coronación (m)	80
Q_m (m ³ /s)	11,65
V_1 (m/s)	7,77
Y_1 (m)	0,019
F_1	17,99

Tabla 8. Obtención de V_1 , Y_1 y F_1 para el NMN.

Donde:

- Y_1 : Calado aguas arriba del resalto hidráulico.
- V_1 : Velocidad aguas arriba del resalto hidráulico.
- L coronación: Longitud útil del vertedero.
- 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.

En función del nº de Froude aguas arriba, F_1 , pueden caracterizarse diferentes tipos de resalto hidráulico. En la clasificación dada por Peterka, Bureau of Reclamation, un nº de Froude de 17,99 se corresponde con un tipo D, con muy altas velocidades de entrada. Da lugar a resaltos con superficie libre muy inestable y rugosa, con masas de agua del rodillo de retorno que caen sobre el chorro de alta velocidad dando lugar a ondas superficiales intensas. Las pérdidas de energía pueden alcanzar el 85 %. Resulta difícil determinar con exactitud el punto final del resalto.

Los calados conjugados y_2 , se obtienen empleando la fórmula de Bélanger.

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

F_1	17,99
Y_1 (m)	0,019
Y_2 (m)	0,474

Tabla 9. Obtención de Y_2 para el NMN.

Que puede aproximarse, para valores de $F_1 > 2$, por la fórmula simplificada:

$$\frac{y_2}{y_1} = \sqrt{2} F_1 - 0,5$$

Donde Y_2 es el calado máximo del resalto hidráulico.

El calado así obtenido corresponde al valor medio de la superficie libre del resalto. Tal superficie libre está sometida a fuertes fluctuaciones de posición. La fluctuación de la superficie libre en torno a su posición media puede alcanzar, según la expresión de Bretz, el valor de 0,091 m:

$$\Delta y_2 = 0,2 (y_2 - y_1)$$

Donde ΔY_2 es el incremento de calado debido a fluctuaciones en el resalto hidráulico.

A continuación se determina la longitud del resalto hidráulico:

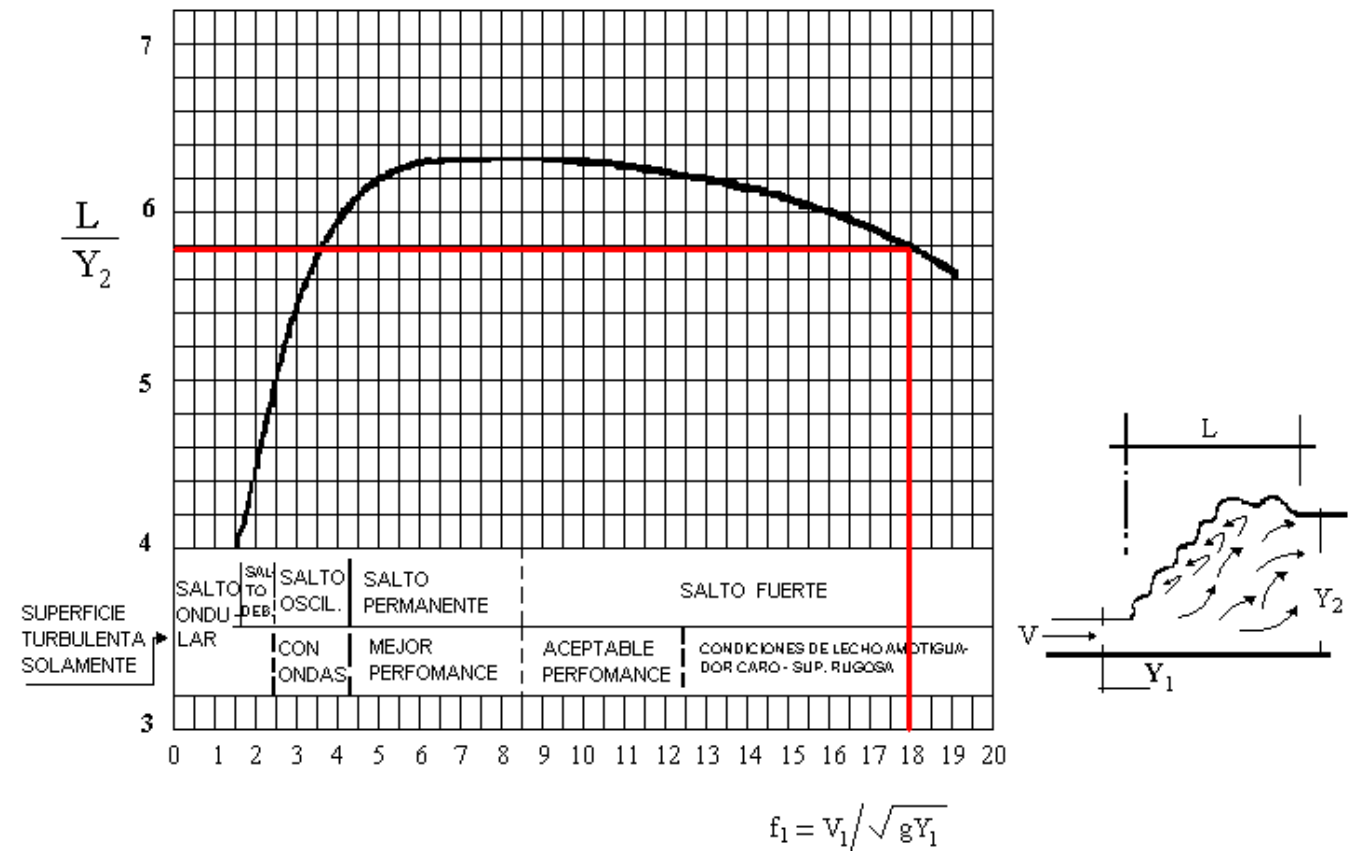


Figura 6. Longitud del resalto hidráulico para el NMN. USBR.

La relación $\frac{L}{y_2}$ es de 5,8, por lo tanto el valor de la longitud del resalto hidráulico es de 3,27 m.

2. CONDICIONES AGUAS ABAJO DEL AZUD

2.1. Situación normal de explotación

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:

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

Tabla 10. Características del cauce en la cerrada.

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

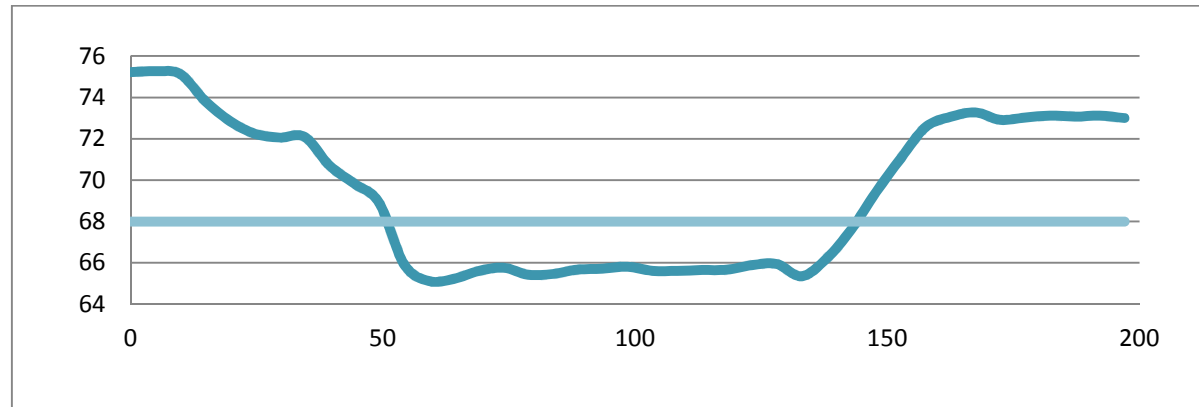


Figura 7. Cerrada.

Área (en metros cuadrados)

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

Ancho Superficial (en metros)

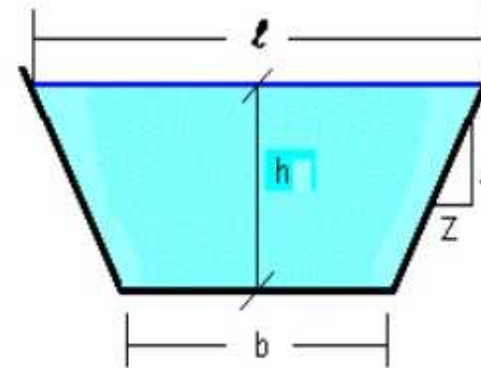
$$l = b + 2 \cdot z \cdot h$$

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

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

Figura 8. Formulación para la modelización del cauce.

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 una tabla con los valores utilizados en la formulación y los resultados obtenidos:

Q (m ³ /s)	11,64
l	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 (m ²)	18,86
V (m/s)	0,61
R _H (m)	0,24

Tabla 11. Parámetros hidráulicos del cauce aguas abajo del cuenco amortiguador.

La determinación de la ley de subpresiones se calcula en función del calado inmediatamente aguas abajo del cuenco amortiguador, con un valor de 0,474 m.



Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento: sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia) para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).



ANEJO 1.3.- DISEÑO Y COMPROBACIONES DE LA OBRA DE CAPTACIÓN



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Introducción
- 1.2. Objeto y alcance del estudio

2. DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

- 2.1. Clasificación
- 2.2. Tipología y materiales
- 2.3. Aliviadero
- 2.4. Cimiento del cuerpo de presa
- 2.5. Cuerpo de presa
- 2.6. Cuenco amortiguador
- 2.7. Cajeros y estribos
- 2.8. Desagüe profundo
- 2.9. Juntas
- 2.10. Colchón de escollera

3. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD

- 3.1. Cuerpo de presa
 - 3.1.1. Solicitaciones , comprobaciones y coeficientes de seguridad
 - 3.1.2. Situación Normal de Explotación
 - 3.1.3. Situación Accidental
 - 3.1.4. Situación Extrema
- 3.2. Estribo
 - 3.2.1. Solicitaciones , comprobaciones y coeficientes de seguridad
 - 3.2.2. Situación Normal de Explotación
 - 3.2.3. Situación Accidental
 - 3.2.4. Situación Extrema

- *Tabla 5. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa.*
- *Tabla 6. Dimensiones del cuerpo amortiguador.*
- *Tabla 7. Calados en el cuenco amortiguador.*
- *Tabla 8. Dimensiones de la sección del estribo.*
- *Tabla 9. Formulación para las comprobaciones 1. NMN.*
- *Tabla 10. Formulación para las comprobaciones 2.*
- *Tabla 11. Coeficientes de seguridad para las comprobaciones.*
- *Tabla 12. Pesos específicos de los materiales.*
- *Tabla 13. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones.NMN.*
- *Tabla 14. Cálculo del CSD.NMN.*
- *Tabla 15. Cálculo del CSH.NMN.*
- *Tabla 16. Excentricidad de la resultante y núcleo central.NMN.*
- *Tabla 17. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones.NAP.*
- *Tabla 18. Cálculo del CSD.NAP.*
- *Tabla 19. Cálculo del CSH.NAP.*
- *Tabla 20. Excentricidad de la resultante y núcleo central.NAP.*
- *Tabla 21. Formulación para las comprobaciones del estribo. NMN.*
- *Tabla 22. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones en el estribo.NMN.*
- *Tabla 23. Cálculo del CSD en el estribo.NMN.*
- *Tabla 24. Cálculo del CSH del estribo.NMN.*
- *Tabla 25. Excentricidad de la resultante y núcleo central del estribo.NMN.*
- *Tabla 26. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones en el estribo.NAP.*
- *Tabla 27. Cálculo del CSD en el estribo.NAP.*
- *Tabla 28. Cálculo del CSH en el estribo.NAP.*
- *Tabla 29. Excentricidad de la resultante y núcleo central del estribo.NAP.*

ÍNDICE DE FIGURAS

- *Figura 1. Integración del vertedero en los paramentos del cuerpo de presa.*
- *Figura 2. Excavación para la ubicación de cimientos y cuerpo de presa. Desde aguas arriba.*
- *Figura 3. Cuerpo de presa y cimientos.*
- *Figura 4. Cuerpo de presa y cuenco amortiguador.*
- *Figura 5. Cuerpo de presa, cuenco amortiguador y cajeros.*
- *Figura 6. Cuerpo de presa y estribos. Desde aguas arriba.*
- *Figura 7. Sección transversal de los estribos.*
- *Figura 8. Solicitaciones sobre el cuerpo de presa.NMN.*
- *Figura 9. Solicitaciones sobre el estribo.NAP.*

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Tamaño máximo y % de las fracciones de árido grueso recomendadas. ACI Committec 207.*
- *Tabla 2. Granulometría de la arena. ACI Committec 207.*
- *Tabla 3. Coordenadas de los puntos de enlace del vertedero con los paramentos del cuerpo de presa.*
- *Tabla 4. Propiedades geotécnicas del estrato competente.*

3. INTRODUCCIÓN

3.1. Introducción

En el presente anejo se va a llevar a cabo un dimensionamiento de la alternativa escogida. En este trabajo se estudia el diseño de los elementos que conforman el azud de derivación de un modo más riguroso, con la suficiente concreción como para que de él se puedan extraer unas conclusiones que permitan llevar a cabo la obra de captación

3.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de estudio de este anejo es el dimensionamiento de la solución adoptada, el alcance de este anejo abarca:

- Clasificación de la obra de captación
- Diseño de los elementos constituyentes del azud de derivación
- Cálculo de los coeficientes de seguridad que garanticen el cumplimiento de las comprobaciones de estabilidad.

4. DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.1. Clasificación

Se procede a la clasificación del azud según su grado de riesgo, dicho grado de seguridad exigido se adecua a la importancia de la infraestructura, al servicio que presta y, sobre todo, al riesgo potencial que resultaría de su eventual fallo.

Por ello, tanto las hipótesis de cálculo como los coeficientes de seguridad a aplicar en las distintas circunstancias de la presa (normal, accidental y extrema) no solo deben variar con éstas, sino también con el riesgo potencial.

La azud objeto de estudio se clasifica en la siguiente categoría (*Guía Técnica nº 2: Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas*):

Categoría C: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales de moderada importancia o sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. Se trata de presas de menor altura, aisladas o lejanas.

Se ha adoptado esta categoría debido a que la magnitud de la presa es suficientemente reducida como para que una rotura no suponga daños materiales demasiado graves.

4.2. Tipología y materiales

En este apartado se lleva a cabo la definición de la tipología del azud como presa en función de varios criterios:

- Situación del aliviadero:
 - Sobre la misma presa: estructura condicionada por el aliviadero
- Respecto a la forma de resistir el empuje hidrostático:

- Gravedad maciza: el preso de la presa es notable y sirve para que, al componerse con el empuje y otras fuerzas, la resultante incida francamente en el interior de la base de la presa.
- En atención al material empleado
 - De fábrica (hormigón)

A continuación se procede a definir el material empleado en base a las recomendaciones de la *Guía Técnica nº 2. Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas* y la *Guía Técnica nº6. Construcción de Presas y Control de Calidad*:

Las excavaciones realizadas en la cerrada y su entorno durante la construcción no proporcionan áridos de calidad ni suficientes para poder aprovecharlos en el hormigón, lo cual implica que la procedencia de estos deba ser de una fuente diferente.

El tipo de conglomerante adecuado según las recomendaciones de GT-2 es el cemento tipo V, recomendado para presas de poca entidad por facilidad de control.

El hormigón utilizado para el cuerpo de presa y las obras adjuntas será un Hormigón Vibrado (HV) caracterizada por la impermeabilidad, ya que las dimensiones del azud no permiten la ejecución con Hormigón Compactado con Rodillo (HCR). Para la superficie en contacto con el agua en movimiento se utilizará un hormigón cuya calidad dominante sea la resistencia mecánica.

El objetivo final de la composición del hormigón es que éste sea lo menos poroso posible, por ello es necesario disponer una curva granulométrica que lleve a un conjunto de áridos mu cerrado. Una aproximación de la composición del árido grueso puede ser la dada por "ACI Committec 207".

Tamaño máximo	% de las fracciones de árido grueso			
	80-150	40-80	20-40	5-20
20	-	-	-	100
40	-	-	40-55	45-60
80	-	20-40	20-40	25-40
150	20-35	20-32	20-32	20-35

Tabla 1. Tamaño máximo y % de las fracciones de árido grueso recomendadas. ACI Committec 207.

Se recomienda que la curva granulométrica de la arena quede comprendida entre los límites siguientes:

Abertura de malla (mm)	% en peso que pasa por cada tamiz						
	5,00	2,50	1,25	0,60	0,30	0,15	0,08
Límite superior	100	95	85	62	30	15	5
Límite inferior	95	75	55	30	12	4	0

Tabla 2. Granulometría de la arena. ACI Committec 207.

Las curvas granulométricas deben ser continuas y sin cambios bruscos de pendiente.

La cantidad de agua debe ser la necesaria para que el hormigón tenga la trabajabilidad adecuada al lugar de empleo y al sistema de vibrado. La consistencia en la puesta en obra del hormigón deberá estar entre seca y plástica.

Se emplearán un aditivo reductor de agua para reducir la relación agua/cemento y con ello mejorar la resistencia y la durabilidad.

El hormigón utilizado, de características aceptables para la ejecución del cuerpo de presa, cajeros, estribos y cuenco amortiguador y conforme a las condiciones expuestas anteriormente es un HM-15/S/120/IIa. Con una resistencia de 15 N/mm² a los 90 días, consistencia seca, un tamaño máximo de árido de 120 mm y apto para resistir en ambientes tipo IIa.

4.3. Aliviadero

El aliviadero del azud se encuentra sobre el cuerpo de presa a lo largo de toda su coronación (*presa vertedero*), está constituido por una embocadura superficial, una conducción en lámina libre sobre el paramento aguas abajo del azud y un reintegro al cauce constituido por un cuenco amortiguador que se estudia en el apartado 2.5 de este anejo. En cuanto a la posibilidad de control de los caudales, la toma es de un vertedero de labio fijo (vertido natural automático, sin control voluntario).

El perfil del vertedero debe cumplir la condición de conseguir el máximo desagüe posible con los niveles altos del embalse sin dar lugar a depresiones en el umbral que pudieran producir despegues de la lámina vertiente, cavitaciones o regímenes inestables. Un tipo de perfil adecuado para este fin es el debido a Creager, en el *Anejo 1.2. Cálculos Hidráulicos* se especifican la geometría de dicho perfil.

El enlace del vertedero con el resto de la presa se basa en hacer coincidir el borde del vertedero con el paramento de la presa aguas arriba y dadas las dimensiones del perfil obtenido en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*, el paramento de aguas abajo estará constituido por el propio perfil de vertedero hasta enlazar con la solera horizontal del cuenco amortiguador.

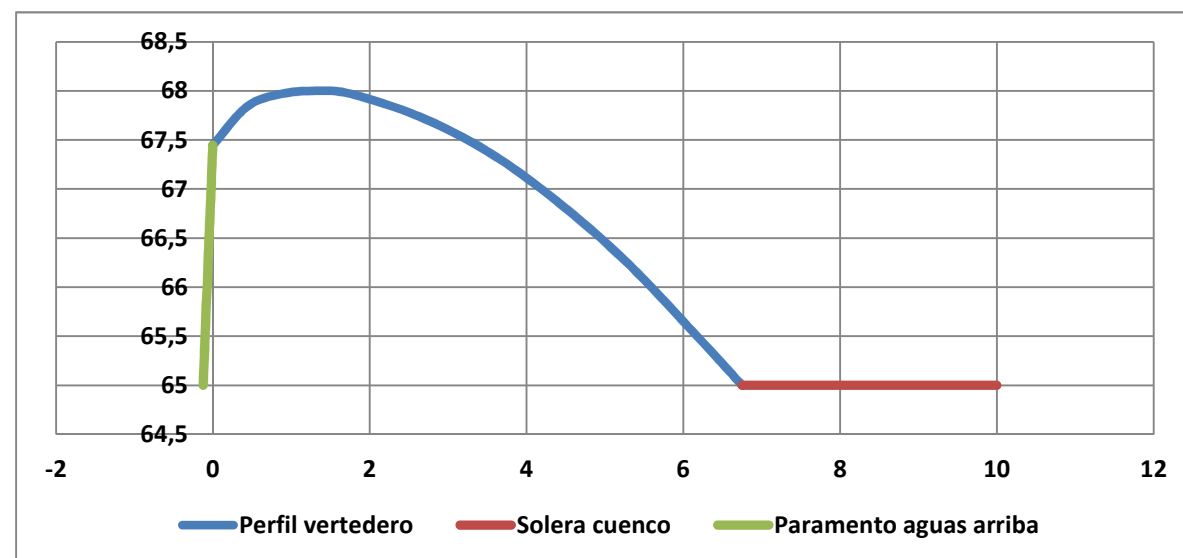


Figura 1. Integración del vertedero en los paramentos del cuerpo de presa.

El punto de enlace entre el perfil Creager y los paramentos de aguas arriba y aguas abajo respectivamente se produce en el punto cuyas coordenadas se muestran a continuación:

PUNTO DE ENLACE		
	X	Y
PARAMENTO AGUAS ARRIBA	0	67,44
PARAMENTO AGUAS ABAJO	6,76	65

Tabla 3. Coordenadas de los puntos de enlace del vertedero con los paramentos del cuerpo de presa.

4.4. Cimiento del cuerpo de presa

El encaje de la azud en la cerrada viene condicionado por la geomorfología de la misma. El lecho del cauce está constituido por tierra vegetal, arenas, limos y cantos, cuyas propiedades geotécnicas no son las más adecuadas para la resistencia del cimiento.

La disposición de un estrato competente a la cota 63,5 msnm constituido por roca caliza constituye un apoyo ideal para el plano inferior del cimiento.

Para alcanzar este estrato es necesario realizar una excavación en las arenas, limos y cantos hasta la cota 63,5 msnm. La disposición homogénea en el entorno de la cerrada del estrato calizo permite una ejecución en planta recta del azud.

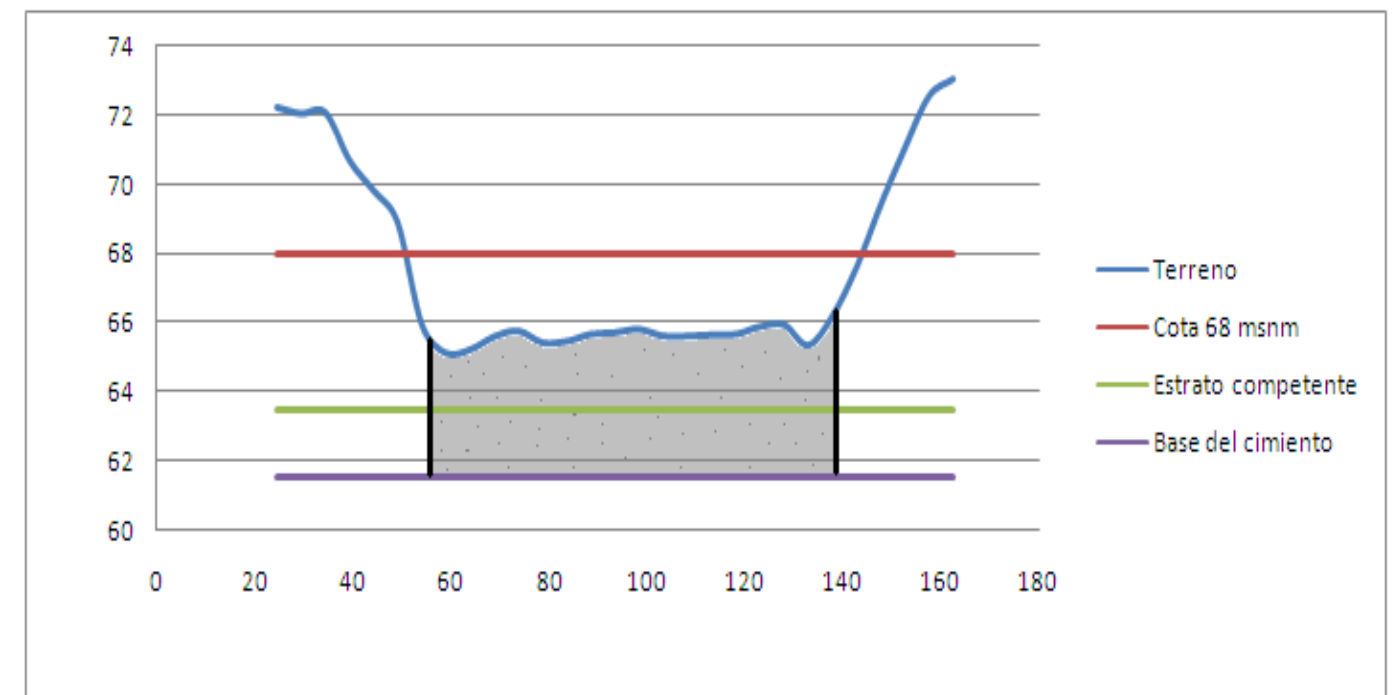


Figura 2. Excavación para la ubicación de cimientos y cuerpo de presa. Desde aguas arriba.

Además, se realizará una excavación en la roca caliza de 2 m para alojar la cimentación del azud a la cota 61,5 msnm, la cual tendrá una profundidad de 2 m y un ancho de 9,5 m distribuida uniformemente a lo largo de los 80 m de azud. El volumen total de hormigón utilizado requerido en la cimentación es de 1520 m³.

Se ha estimado una excavación para la disposición del cuerpo de presa y los cimientos en el cauce del río de tierra vegetal, arenas, limos, cantos y roca con un volumen aproximado de 2660 m³.

Las propiedades geotécnicas de la roca caliza interesantes para este estudio son las siguientes:

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

Tabla 4. Propiedades geotécnicas del estrato competente.

4.5. Cuerpo de presa

El cuerpo de presa presenta una relativa sencillez constructiva, como ya se ha mencionado en el apartado 2.2 de este anejo se trata de una presa de gravedad cuyo principio resistente fundamental es su peso.

La azud es de planta recta y tiene una longitud de 80 m, junto con los cajeros dispuestos en los extremos y los estribos cubren la totalidad de la cerrada. El objetivo de la infraestructura es garantizar una altura de la lámina de agua embalsada de 68 msnm en Situación Normal de Explotación, lo cual implica que la cota de coronación del cuerpo de presa se sitúa a una altura de 4,5 m sobre el estrato competente en la cerrada.

En las consideraciones geométricas de la sección de la presa se tendrá en cuenta la mejora de la estabilidad. Para dotar a la infraestructura de mayor estabilidad al deslizamiento se da talud al paramento de aguas arriba, de esta forma se consigue un peso adicional de agua que, a través del rozamiento, aumenta la capacidad resistente de la línea de posible deslizamiento.

El talud de aguas arriba se divide en dos tramos con distinta inclinación, quedando definido por un tacón en el pie de aguas arriba con un talud de 0,7H:1V y un paramento con talud 0,05H:1V hasta el enlace con el perfil del vertedero, lo cual permite incorporar una mayor componente estabilizador del empuje del agua igual al peso del agua que se sitúa sobre el paramento.

Las dimensiones y características geométricas de la sección del conjunto cimiento-presa quedan definidos a continuación:

Cota del vértice del triángulo básico (msnm)	70,41
Cota de coronación (msnm)	68
Cota del plano superior del cimiento (msnm)	63,5
Cota del plano inferior del cimiento (msnm)	61,5
Altura total del cuerpo de presa (m)	6,5
Talud paramento aguas arriba superior	0,05H:1V
Talud paramento aguas arriba inferior	0,7H:1V
Ancho de la base del cuerpo de presa(m)	9,5
Ancho de la coronación (m)	2,9

Tabla 5. Dimensiones de la sección del cuerpo de presa.

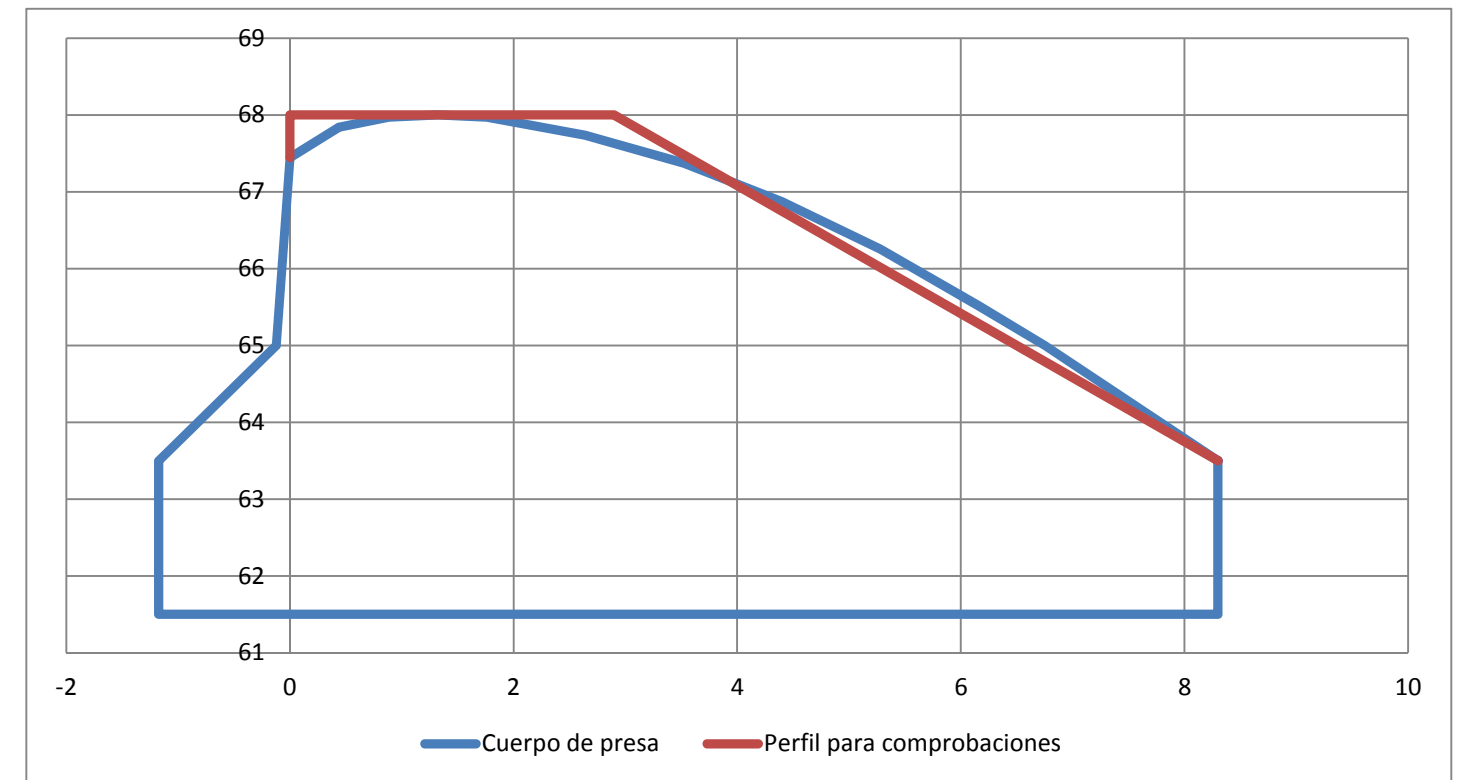


Figura 3. Cuerpo de presa y cimientos.

La geometría del cuerpo de presa queda definida con mayor concreción en el documento nº2. Planos de la Parte 1.

4.6. Cuenco amortiguador

Se diseña un cuenco amortiguador con la finalidad de resolver el problema de la reintegración de los caudales vertidos al cauce del río sin que se produzcan daños que puedan manifestarse en forma de erosiones en el cauce o laderas para la Avenida de Proyecto.

El cuenco amortiguador está constituido para contener dentro de él la mayor parte de los fenómenos de disipación de energía. Los caudales se vierten sobre él y se produce la formación de un resalto hidráulico pasando el agua a régimen lento, y de ese modo salen los caudales con energía específica comparable a la que tendrían en el cauce natural en ausencia del azud.

Los cálculos hidráulicos relativos al resalto hidráulico y su entorno se han realizado en el Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos. La tipología de cuenco amortiguador escogida es la más sencilla, se trata de cuenco simple caracterizado por ser rectangular, de solera horizontal y con paredes laterales verticales.

El cuenco amortiguador se dispone a lo largo de todo el pie de aguas abajo del cuerpo de presa, con un espesor de 1,5 m y apoyado sobre el estrato competente a la cota 63,5 msnm. La longitud del resalto se estima en 25,43 m, con lo cual se dimensiona un ancho de cuenco amortiguador de 25,5 m.

Longitud cuenco amortiguador (m)	80
Espesor (m)	1,5
Anchura paramento visto (m)	25,5
Anchura paramento no visto (m)	22

Tabla 6. Dimensiones del cuerpo amortiguador.

La transición entre el cuerpo de presa y el cuenco es simple, constituyendo un mismo plano horizontal en el cimientoy formando una arista en la intersección de ambos planos en el paramento de aguas arriba a la cota 65msnm.

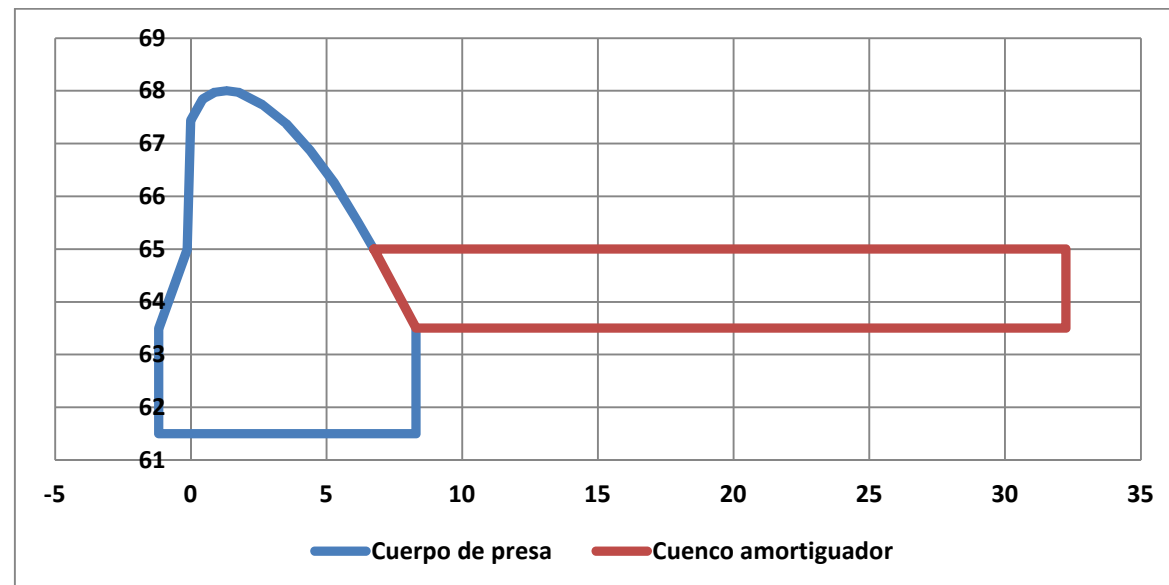


Figura 4. Cuerpo de presa y cuenco amortiguador.

La geometría del cuenco amortiguador queda definida con mayor concreción en el documento nº2. Planos de la Parte 1.

4.7. Cajeros y estribos

Se disponen cajeros en los estribos del cuerpo de presa y el cuenco amortiguador con la finalidad de delimitar y contener el alcance de los fenómenos hidráulicos en el vertedero del azud. Para el diseño de los cajeros se han estudiado las condiciones hidráulicas en la avenida de periodo de retorno T= 100 años en el Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos.

El diseño geométrico de los cajeros es función del perfil de la lámina de agua, de modo que se dimensiona enrasando el borde superior del cajero y la lámina de agua correspondiente en los puntos extremos.

Para ello se estudian 3 secciones representativas. Los calados en las secciones de estudio, incluido el calado máximo del cuenco amortiguador con las fluctuaciones que puedan darse en él, se muestran a continuación:

Y0 (m)	4,4
Y1 (m)	1,9
Y2+ΔY2 (m)	6

Tabla 7. Calados en el cuenco amortiguador.

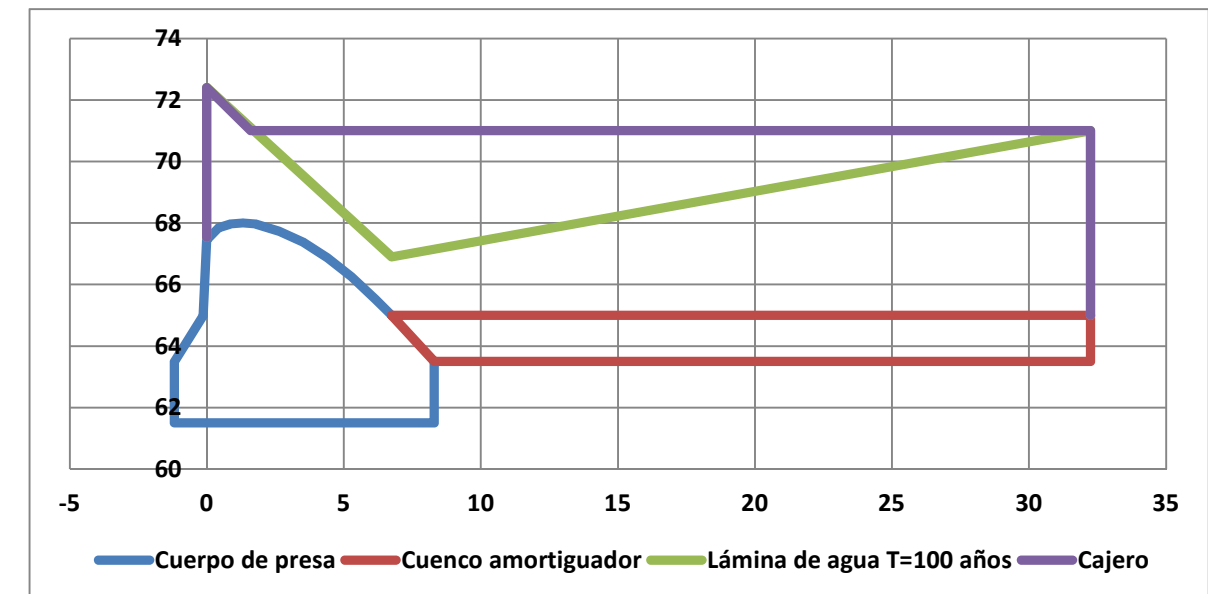


Figura 5. Cuerpo de presa, cuenco amortiguador y cajeros.

El muro del cajero tiene un espesor de 2 m y se extiende desde el talón del paramento aguas arriba del azud hasta el punto final del cuenco amortiguador, esto constituye una longitud total de 30,5 m. La altura del borde superior del cajero sobre el cuerpo de presa es variable, desde 4,9 m aguas arriba hasta 6 m aguas abajo. La altura del borde superior del cajero sobre el cuenco amortiguador es de 5,3 m y se mantiene constante a lo largo de todo su ancho.

Los cajeros delimitan el contorno del vertedero y lo separan de los estribos. Los estribos constituyen un gran bloque de hormigón en masa cuya función es la de encajar por completo el conjunto de cuerpo de presa y cimientos en la cerrada y sus dimensiones dependen de la distribución del estrato competente en cada margen. Se dimensionan para la Avenida de Proyecto y se disponen adosados a los cajeros junto al cuerpo de presa.

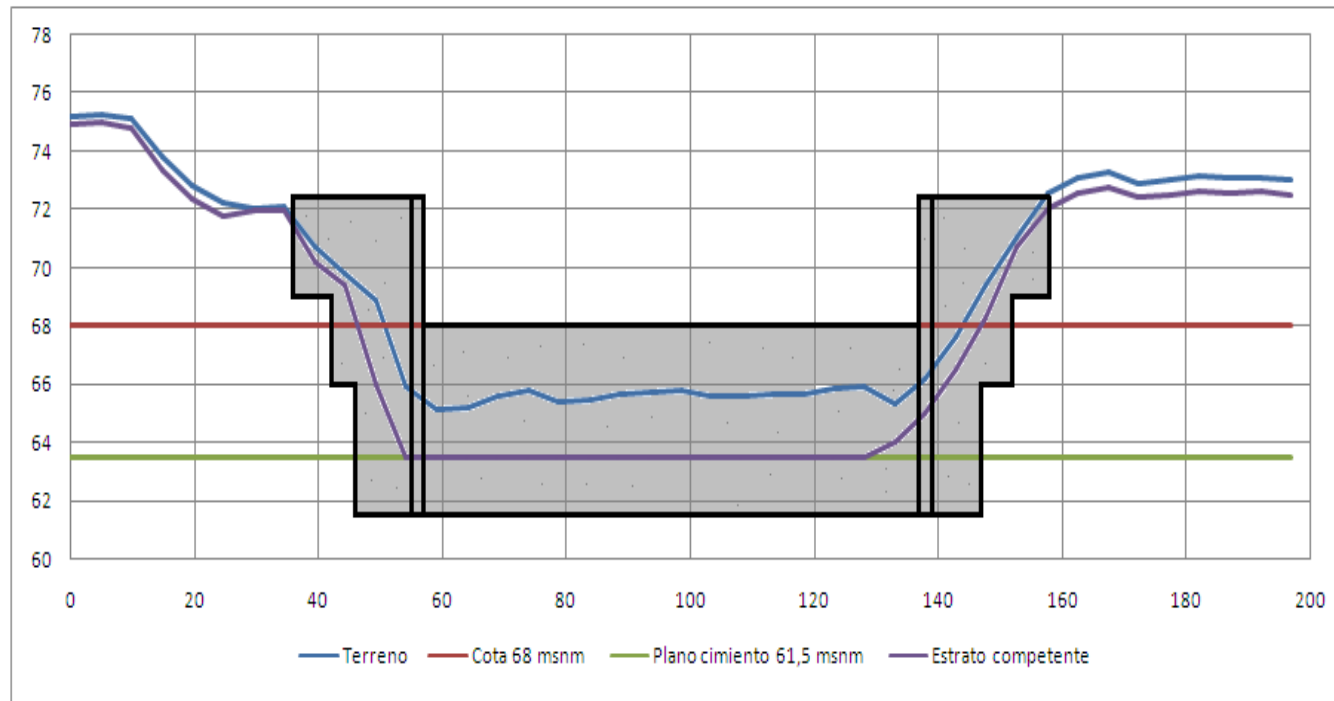


Figura 6. Cuerpo de presa y estribos. Desde aguas arriba.

La sección del estribo está constituida por un paramento por un talud de aguas arriba que se divide en dos tramos con distinta inclinación, quedando definido por un tacón en el pie de aguas arriba con un talud de 0,7H:1V y un paramento con talud 0,05H:1V hasta el enlace con el perfil del vertedero, lo cual permite incorporar una mayor componente estabilizador del empuje del agua igual al peso del agua que se sitúa sobre el paramento. El paramento de aguas abajo está constituido por un talud de inclinación 1,19H:1V.

Las dimensiones y características geométricas de la sección del conjunto cimiento-presa quedan definidos a continuación:

Cota del vértice del triángulo básico (msnm)	72,4
Cota de coronación (msnm)	72,4
Cota del plano superior del cimiento(msnm)	63,5
Cota del plano inferior del cimiento(msnm)	61,5
Altura total del estribo (m)	10,9
Talud paramento aguas arriba superior	0,05H:1V
Talud paramento aguas arriba inferior	0,7H:1V
Talud paramento aguas abajo	1,19H:1V
Ancho de la base del estribo(m)	12

Tabla 8. Dimensiones de la sección del estribo.

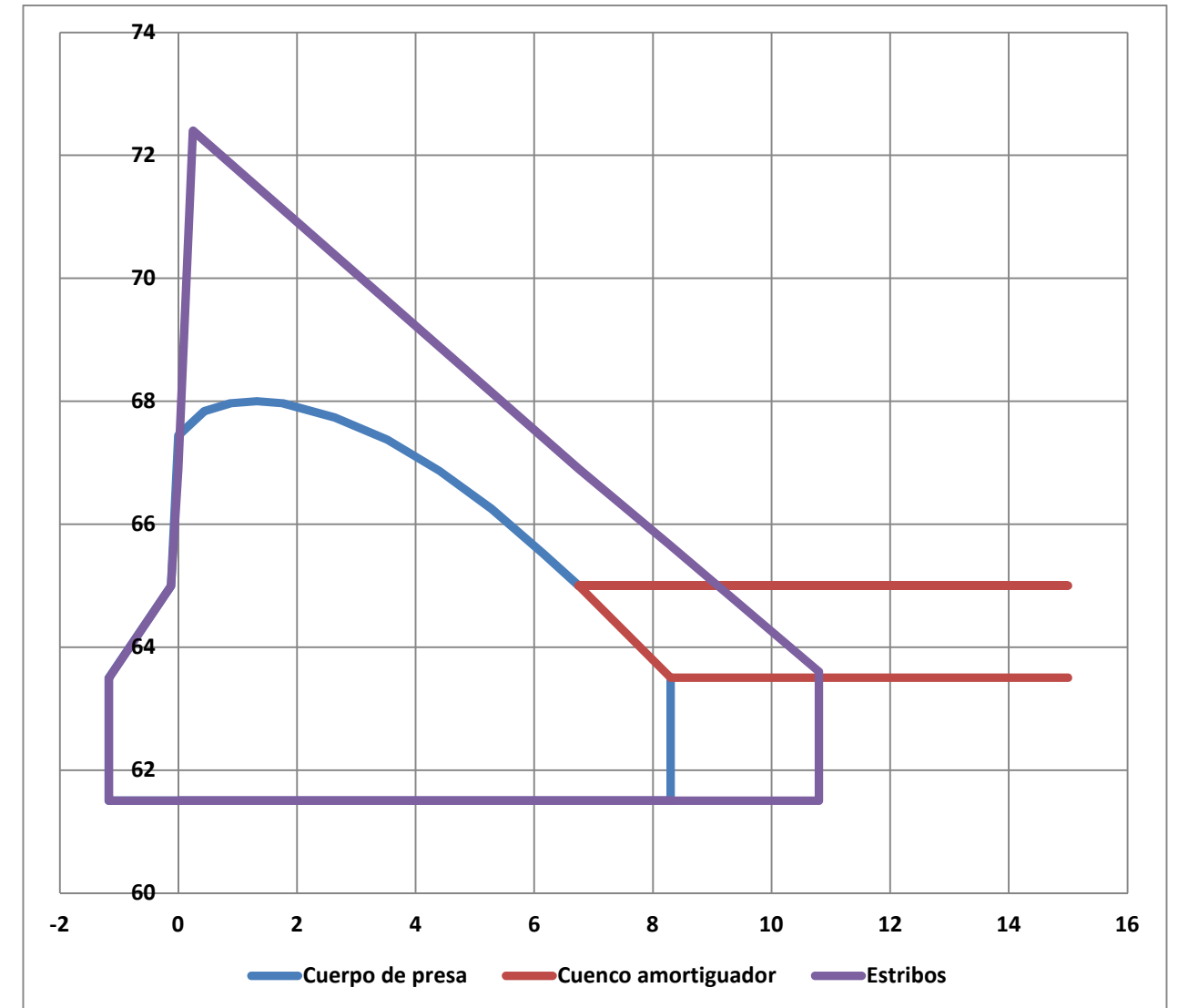


Figura 7. Sección transversal de los estribos.

La geometría de los cajeros y estribos queda definida con mayor concreción en el documento nº2. Planos de la Parte 1.

4.8. Desagüe profundo

En este apartado se dan directrices y recomendaciones adecuadas para el diseño del desagüe profundo según la *Guía Técnica nº5. Aliviaderos y Desagües y Diseño de Pequeñas Presas (Bureau of Reclamation)*.



Se dispondrá un desagüe profundo para el vaciado del embalse si es necesario, la limpieza de sedimentos, la evacuación de avenidas y la colaboración en el cierre del desvío del río y primeros llenados del embalse.

La capacidad mínima del desagüe se determina por el caudal de salida y el tiempo necesario para vaciar el embalse, considerando el volumen de agua que entra en el embalse durante el periodo de vaciado, para inspección, mantenimiento, reparación o desembalse de emergencia. La capacidad de descarga debe de ser al menos igual al volumen medio que se prevea pueda llegar al embalse durante el período de conservación o reparación.

En cuanto a su ubicación en planta, el desagüe profundo se sitúa a través de la presa y la descarga se realiza sobre el cuenco amortiguador del aliviadero de superficie. La descarga al cuenco es desaconsejable si el desagüe aporta caudal sólido, por lo tanto se situará la toma del desagüe por encima del nivel que se presupone pueden alcanzar los sedimentos en un margen temporal razonable, entre 5 y 10 años.

El conducto tendrá un órgano de control y otro de seguridad aguas arriba de él, situado en la conducción de forma que se asegure la debida presión y aireación para todos los caudales. El dispositivo de control se sitúa en la proximidad de la salida a la atmósfera.

Las válvulas de control y seguridad utilizada son de compuerta deslizante, concretamente las denominadas tipo Bureau (U.S.B.R.) de vano rectangular. Se proyectará para su apertura y cierre en las condiciones de máxima carga de agua prevista y a pleno caudal.

Las distintas piezas que componen el cuerpo envolvente fijo de la compuerta deberán ser autorresistentes con la máxima carga de agua previsible. Las ranuras deben serán lo más estrechas posibles y de formas que no originen cavitación. Las estanqueidades en el tablero deben ser de bronce en laterales y dintel y, asentarán y deslizarán sobre piezas de estanquidad de acero inoxidable cromo-níquel 18/8, fijadas al cuerpo envolvente.

El mecanismo utilizado en las compuertas deslizantes es un cilindro oleohidráulico de doble efecto.

4.9. Juntas

En la construcción de la presa deberá tenerse en cuenta la disposición de una serie de juntas entre las partes del hormigón que conforma el cuerpo de presa, cajeros, estribos y cuenco amortiguador, se distinguen dos tipos de juntas:

- Juntas de bloque o de retracción
- Juntas de tongada

Las juntas de retracción se disponen entre cada dos bloques de hormigonado. Su función principal es la de evitar el agrietamiento de la presa como consecuencia de la retracción higroscópica y del descenso térmico que sigue a la fuerte elevación de temperatura del hormigón debida al calor de fraguado (las juntas de bloque pueden interpretarse como un agrietamiento controlado). Otra motivo por el cual son necesarias surge de la imposibilidad en la práctica con el procedimiento de puesta en obra del hormigón vibrado colocar todo el hormigón de una tongada que se extendiera de un extremo de la cerrada al otro.

Por consideraciones térmicas, la separación entre juntas de bloque en la azud que se adopta será de 13,3 m, en los estribos de modo que queden divididos en dos bloques separados por un plano o junta vertical que pase por el punto medio de la coronación de estos y en el cuenco amortiguador cada 12,5 m desde aguas abajo hasta la transición con el aliviadero. Dichas juntas responderán a lo largo de la vida de la infraestructura a los descensos o aumentos de temperatura con movimientos de apertura o cierre respectivamente.

Las juntas de tongada se disponen fundamentalmente por sencillez constructiva y mejora de la disipación del calor de fraguado. La altura de tongada adoptada será de 2,16 m en el cuerpo de presa y 2,08 m en estribos. Se dotará a las tongadas de una contrapendiente de 0,05H:1V para mejorar la estabilidad frente al deslizamiento.

La impermeabilización de la junta se llevará a cabo colocando una banda flexible de PVC tipo water-stop de 400 mm de ancho, que cierre la junta en toda su longitud discurriendo paralela al paramento de aguas arriba y próxima al mismo, con cada una de sus dos mitades embebidas en el hormigón de cada una de las dos caras de la junta.

4.10. Colchón de escollera

Se dimensiona un colchón de escollera inmediatamente aguas abajo del cuenco amortiguador para evitar la socavación del pie del cuenco por el efecto de la erosión debido a las turbulencias producidas en el resalto hidráulico y las velocidades de salida del agua del propio cuenco.

Para la determinación del tamaño del colchón y el árido que lo constituye se ha consultado un trabajo publicado en la revista de *Obras Públicas nº 3328. Erosión fluvial y protección en pilas de puente: modelo reducido del puente nuevo de Mora de Ebro de Martín Vide, Juan Pedro y Dolz Ripollés, José. 1994* y las recomendaciones de *United States of Department. 1987*.

La longitud mínima y el espesor del colchón de escollera se determinan a partir de la profundidad de socavación máxima producida por el efecto del agua en función de la altura de la lámina de agua en el embalse sobre el cuenco amortiguador y el caudal trasegado por metro para la situación accidental, la formulación empleada es la siguiente:

$$d_s = 1,9 \times H_t^{0,225} \times q^{0,04}$$

$$L = 2 \times d_s$$

Se obtiene una profundidad de socavación de 2,3 m y una longitud de 4,6 m. Con lo cual se determina unas dimensiones del colchón de escollera de 2,3 m de espesor y 4,6 m de ancho, con una longitud equivalente a la longitud de coronación del azud de derivación de 80 m.

Para la ejecución del colchón de escollera se dispondrán dos capas de escollera con un espesor de 1,15 m, lo cual implica la utilización de áridos cuya granulometría permita cubrir el espesor de la capa de una sola tongada. La determinación de la masa las partículas constituyentes del enrocado de protección se obtiene a continuación:

$$G_s \geq 0,05 \times \gamma_s \times D_m^3$$

Tras la formulación, suponiendo un peso específico de 26,5 kN/m³, se estima una masa para las partículas de escollera de 2 toneladas.

5. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

5.1. Cuerpo de presa

5.1.1. Solicitaciones, comprobaciones y coeficientes de seguridad

En cada una de las situaciones que se van a considerar se tendrán en cuenta las siguientes sollicitaciones:

- Situación Normal de Explotación
 - o Peso propio
 - o Empuje hidráulico con embalse a su máximo nivel normal
 - o Subpresión con niveles normales de explotación
- Situación Accidental
 - o Peso propio
 - o Empuje hidráulico a nivel de la avenida de Proyecto (T=100años)
 - o Subpresión con niveles normales de explotación
- Situación Extrema
 - o Peso propio
 - o Empuje hidráulico a nivel de la avenida extrema (T=100años)
 - o Subpresión con niveles normales de explotación

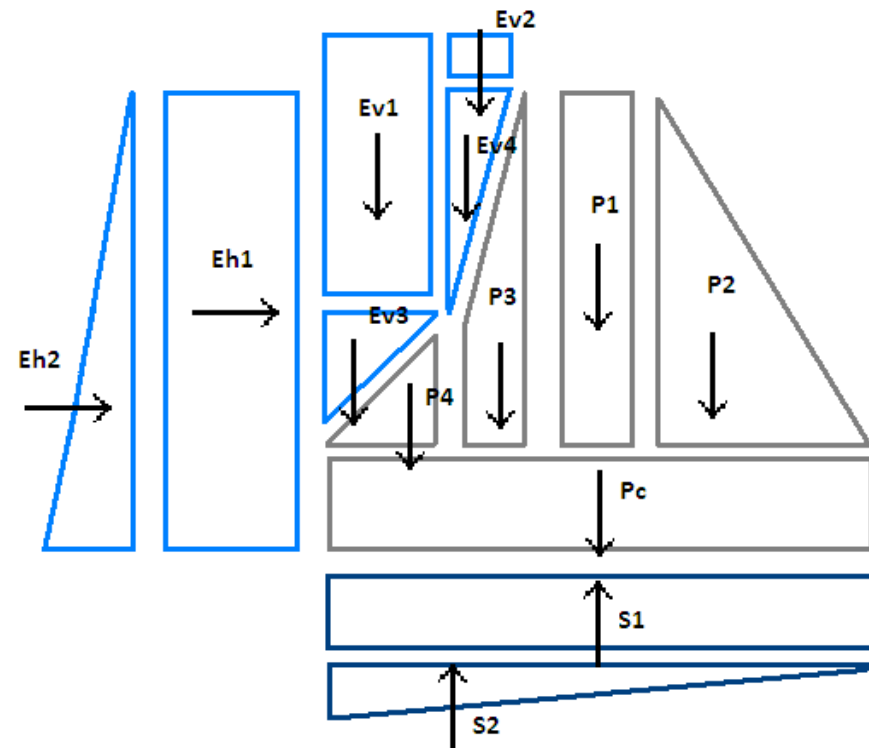


Figura 8. Solicitaciones sobre el cuerpo de presa.NMN.

En el diagrama de cuerpo libre de la sección del cuerpo de presa no se incluye el cuenco amortiguador, se considera desacoplado del resto del elemento a efectos de sollicitaciones porque se rompe en el cambio de sección a poco desplazamiento que se produzca.

Se realizaran tres comprobaciones básicas de estabilidad:

- Estabilidad al deslizamiento
- Estabilidad al hundimiento
- Paso de la resultante por el núcleo central de la base del cimiento

DESlizAMIENTO	HUNDIMIENTO
$CSD = \frac{MRHM}{Rh} = \frac{(Ev1+Ev2+Ev3+Ev4+P1+P2+P3+P4+Pc-S1-S2) \times \tan\theta + C \times B}{Eh1+Eh2}$	$CSH = \frac{qv}{\sigma_{max}}$
PASO DE LA RESULTANTE POR EL NÚCLEO CENTRAL	
$0 < e < \pm \frac{B}{6}$	

Tabla 9. Formulación para las comprobaciones 1. NMN.

Las expresiones a partir de las cuales se obtiene la excentricidad de la resultante sobre la base del cimiento respecto a la esquina inferior izquierda del cuerpo de presa y las tensiones en el plano de contacto entre el cimiento y el terreno son las siguientes:

EXCENTRICIDAD	TENSIONES EN EL CIMIENTO
$Xr = \frac{\sum X \times F}{Rv} = \frac{\sum X \times F}{(Ev + P - S)}$ $e = Xr - \frac{B}{2}$	$\pm \sigma = \frac{(Ev + P - S)}{B} + \frac{(Ev + P - S) \times e}{\frac{B^3}{12}} \times \left(\pm \frac{B}{2}\right)$

Tabla 10. Formulación para las comprobaciones 2.

Los coeficientes de seguridad mínimos asignados para cada situación y tipo de comprobación son los siguientes:

SITUACIÓN	Tipo de comprobación	
	Deslizamiento	Hundimiento
NORMAL	1,4	3
ACCIDENTAL	1,1	3
EXTREMA	>1	3

Tabla 11. Coeficientes de seguridad para las comprobaciones.

Para desarrollar las comprobaciones se han supuesto los pesos específicos siguientes:

Pesos específicos (kN/m ³)	
Agua	10
Hormigón	25

Tabla 12. Pesos específicos de los materiales.

5.1.2. Situación Normal de Explotación

Se procede al cálculo de las resultantes de las solicitaciones para la Situación Normal de Explotación, sus excentricidades respecto a la esquina inferior izquierda de la sección situada en el talón de aguas arriba y los momentos derivados del producto de ambos valores.

SOLICITACIÓN		RESULTANTE (kN)	EXCENTRICIDAD (m)	MOMENTO (kNm)
PESO PROPIO	P1	326,25	2,62	854,775
	P2	303,75	4,42	1342,575
	P3	8,42	1,132	9,53144
	P4	19,7	0,7	13,79
	Pc	475	4,75	2256,25
EMPUJE HORIZONTAL	EH1	10,9	3,25	35,425
	EH2	211,25	2,16	456,3
EMPUJE VERTICAL	EV1	33,2	0,525	17,43
	EV2	0,82	1,11	0,9102
	EV3	7,88	0,35	2,758
	EV4	1,53	1,09	1,6677
SUBPRESIÓN	S1	-278,35	4,75	-1322,1625
	S2	-82,65	3,16	-261,174

Tabla 13. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones.NMN.

a) Comprobación de estabilidad al deslizamiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSD expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

MRHM (kN)	1159,32997
Rh (kN)	222,15
CSD	5,21868095
CSD mínimo	1,4

Tabla 14. Cálculo del CSD.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

b) Comprobación de estabilidad al hundimiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSH expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	-0,57113195
$\sigma +$	54,8809423
$\sigma -$	116,813795
σ máxima	116,813795
CSH	34,2425312
CSH mínimo	3

Tabla 15. Cálculo del CSH.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento.

c) Paso de la resultante por el núcleo central

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo de la excentricidad y el núcleo central expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	-0,57
Núcleo central (m)	±1,58

Tabla 16. Excentricidad de la resultante y núcleo central.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación del paso de la resultante por el núcleo central de modo que no exista el riesgo de tracciones en el plano del cimientto.

5.1.3. Situación Accidental

Se procede al cálculo de las resultantes de las solicitaciones para la Situación Accidental, sus excentricidades respecto a la esquina inferior izquierda de la sección situada en el talón de aguas arriba y los momentos derivados del producto de ambos valores.

SOLICITACION		RESULTANTE (kN)	EXCENTRICIDAD (m)	MOMENTO (kNm)
PESO PROPIO	P1	326,25	2,62	854,775
	P2	303,75	4,42	1342,575
	P3	8,42	1,132	9,53144
	P4	19,7	0,7	13,79
	Pc	475	4,75	2256,25
EMPUJE HORIZONTAL	EH1	286	3,25	929,5
	EH2	211,25	2,16	456,3
EMPUJE VERTICAL	EV1	77,7	0,525	40,7925
	EV2	5,39	1,137	6,12843
	EV3	7,88	0,35	2,758
	EV4	1,53	1,09	1,6677
SUBPRESIÓN	S1	-278,35	4,75	-1322,1625
	S2	-82,65	3,16	-261,174

Tabla 17. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones.NAP.

a) Comprobación de estabilidad al deslizamiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSD expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

MRHM (kN)	801,931082
Rh (kN)	497,25
CSD	1,61273219
CSD mínimo	1,1

Tabla 18. Cálculo del CSD.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

b) Comprobación de estabilidad al hundimiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSH expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	0,2588265
$\sigma +$	47,7169406
$\sigma -$	34,3083226
σ máxima	47,7169406
CSH	83,827671
CSH mínimo	3

Tabla 19. Cálculo del CSH.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento.

c) Paso de la resultante por el núcleo central

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo de la excentricidad y el núcleo central expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	0,26
Núcleo central (m)	$\pm 1,58$

Tabla 20. Excentricidad de la resultante y núcleo central.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación del paso de la resultante por el núcleo central de modo que no exista el riesgo de tracciones en el plano del cimientto.

5.1.4. Situación Extrema

Las solicitaciones consideradas para la Situación Extrema son las mismas que para la Situación Accidental, dado que se considera la avenida de igual período de retorno para ambas (T= 100 años). Por lo tanto, también se cumplen las comprobaciones para dicha situación y no es necesario volver a realizar los cálculos.

3.2. Estribo

3.2.1. Solicitaciones , comprobaciones y coeficientes de seguridad

Las solicitaciones, comprobaciones y coeficientes de seguridad para el cálculo de la estabilidad de los estribos son iguales que para el cuerpo de presa.

3.2.2. Situación Normal de Explotación

Se procede al cálculo de las resultantes de las solicitaciones para la Situación Normal de Explotación, sus excentricidades respecto a la esquina inferior izquierda de la sección situada en el talón de aguas arriba y los momentos derivados del producto de ambos valores.

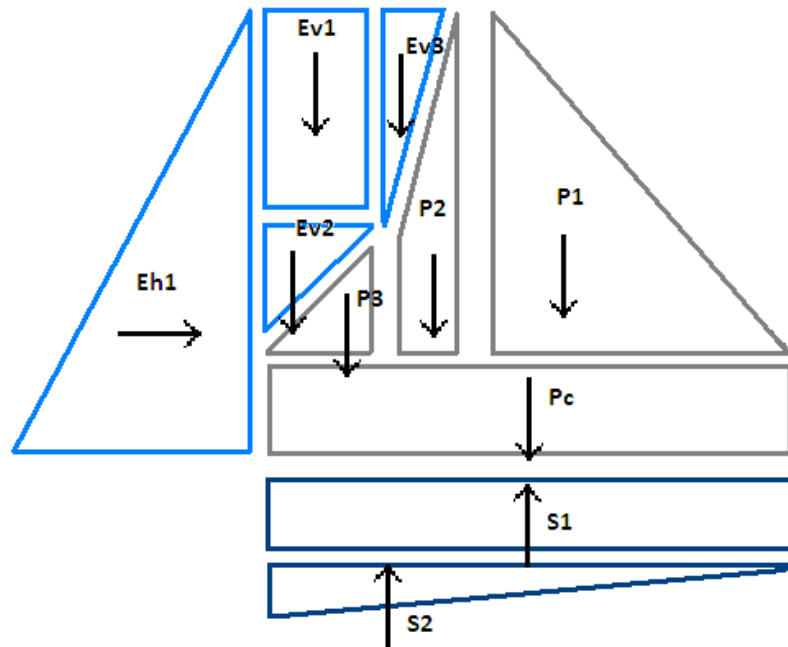


Figura 9. Solicitaciones sobre el estribo.NAP.

SOLICITACIÓN		RESULTANTE (kN)	EXCENTRICIDAD (m)	MOMENTO (kNm)
PESO PROPIO	P1	1173,69	4,93	5786,2917
	P2	47	1,24	58,28
	P3	8,42	0,7	5,894
	Pc	600	6	3600
EMPUJE HORIZONTAL	EH1	221,78	2,22	492,3516
EMPUJE VERTICAL	EV1	33,2	0,525	17,43
	EV2	7,88	0,35	2,758
	EV3	1,53	1,09	1,6677
	EV4	0	0	0
SUBPRESIÓN	S1	-278,35	6	-1670,1
	S2	-82,65	4	-330,6

Tabla 22. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las solicitaciones en el estribo.NMN.

En el diagrama de cuerpo libre de la sección del estribo no se incluyen los cajeros, se considera desacoplado del resto del elemento a efectos de solicitaciones porque se rompe en el cambio de sección a poco desplazamiento que se produzca.

Se realizarán tres comprobaciones básicas de estabilidad:

- Estabilidad al deslizamiento
- Estabilidad al hundimiento
- Paso de la resultante por el núcleo central de la base del cimiento

DESlizamiento	HUNDIMIENTO
$CSD = \frac{MRHM}{Rh} = \frac{(Ev1+Ev2+Ev3+P1+P2+P3+Pc-S1-S2) \times \tan\theta + C \times B}{Eh1}$	$CSH = \frac{qv}{\sigma_{max}}$
PASO DE LA RESULTANTE POR EL NÚCLEO CENTRAL	
$0 < e < \pm \frac{B}{6}$	

Tabla 21. Formulación para las comprobaciones del estribo. NMN.

a) Comprobación de estabilidad al deslizamiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSD expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

MRHM (kN)	1867,6488
Rh (kN)	221,78
CSD	8,42117773
CSD mínimo	1,4

Tabla 23. Cálculo del CSD en el estribo.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

b) Comprobación de estabilidad al hundimiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSH expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	-0,72835933
$\sigma +$	80,0455417
$\sigma -$	171,741125
σ máxima	171,741125
CSH	23,2908687
CSH mínimo	3

Tabla 24. Cálculo del CSH del estribo.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento.

c) Paso de la resultante por el núcleo central

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo de la excentricidad y el núcleo central expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	-0,72
Núcleo central (m)	± 2

Tabla 25. Excentricidad de la resultante y núcleo central del estribo.NMN.

Por lo tanto, se cumple la comprobación del paso de la resultante por el núcleo central de modo que no exista el riesgo de tracciones en el plano del cimientto.

3.2.3. Situación Accidental

Se procede al cálculo de las resultantes de las sollicitaciones para la Situación Accidental, sus excentricidades respecto a la esquina inferior izquierda de la sección situada en el talón de aguas arriba y los momentos derivados del producto de ambos valores.

SOLICITACIÓN		RESULTANTE (kN)	EXCENTRICIDAD (m)	MOMENTO (kNm)
PESO PROPIO	P1	1173,69	4,93	5786,2917
	P2	47	1,24	58,28
	P3	8,42	0,7	5,894
	Pc	600	6	3600
EMPUJE HORIZONTAL	EH1	594,05	3,63	2156,4015

EMPUJE VERTICAL	EV1	77,7	0,525	40,7925
	EV2	7,88	0,35	2,758
	EV3	13,59	1,72	23,3748
	EV4	0	0	0
SUBPRESIÓN	S1	-278,35	6	-1670,1
	S2	-82,65	4	-330,6

Tabla 26. Valor de la resultante, excentricidad y momento generado por las sollicitaciones en el estribo.NAP.

a) Comprobación de estabilidad al deslizamiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSD expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

MRHM (kN)	1411,64698
Rh (kN)	594,05
CSD	2,37631004
CSD mínimo	1,1

Tabla 27. Cálculo del CSD en el estribo.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al deslizamiento.

b) Comprobación de estabilidad al hundimiento

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo CSH expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:

Excentricidad (m)	0,17189813
$\sigma +$	87,5347343
$\sigma -$	73,6785991
σ máxima	87,5347343
CSH	45,696146
CSH mínimo	3

Tabla 28. Cálculo del CSH en el estribo.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación de estabilidad al hundimiento.

c) Paso de la resultante por el núcleo central

Tras aplicar la formulación correspondiente al cálculo de la excentricidad y el núcleo central expuesta en el apartado 3.1 se obtienen los siguientes valores:



Excentricidad (m)	0,17
Núcleo central (m)	±2

Tabla 29. Excentricidad de la resultante y núcleo central del estribo.NAP.

Por lo tanto, se cumple la comprobación del paso de la resultante por el núcleo central de modo que no exista el riesgo de tracciones en el plano del cimientto.

3.2.4. Situación Extrema

Las solicitaciones consideradas para la Situación Extrema son las mismas que para la Situación Accidental, dado que se considera la avenida de igual período de retorno para ambas (T= 100 años). Por lo tanto, también se cumplen las comprobaciones para dicha situación y no es necesario volver a realizar los cálculos.



Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento: sistema de captación con azud de derivación en el río Turia (T.M. Riba-Roja del Turia, Valencia) para abastecer la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).



ANEJO 1.4. VALORACIÓN ECONÓMICA



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

1.2. Objeto y alcance del estudio

2. VALORACIÓN ECONÓMICA

3. RESUMEN DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA

ÍNDICE DE TABLAS

- *Tabla 1. Total presupuesto ejecución material con mediciones, precios e importes.*
- *Tabla 2. Resumen del presupuesto de ejecución material.*
- *Tabla 3. PBL con IVA y sin IVA.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

En este anejo se llevan a cabo las mediciones de las unidades de obra y los presupuestos correspondientes a dichas unidades para estimar el presupuesto final del proyecto.

Los precios de las unidades de obra han sido obtenidos en base a un proyecto de ingeniería civil sobre una presa (*Proyecto Presa de Castrovido, Junio de 2012*), habiendo sido actualizados previamente según la variación del IPC (-0,7 %) obtenido de la base de datos del *Instituto Nacional de Estadística* desde la ejecución de dicho proyecto hasta la fecha de redacción de este trabajo final de grado. Los precios expuestos en las tablas que se muestran a continuación no incluyen I.V.A., este se aplicará sobre la suma de los importes (Presupuesto Base de Licitación sin I.V.A.) con un porcentaje del 21% en el *Apartado 3. Resumen de la Valoración Económica* de este anejo.

Se adopta un precio de expropiación de 8 €/m² en base a las estimaciones de presupuestos de expropiación de algunos proyectos realizados por zonas de cultivo cercanas (*Variante de Riba-Roja del Turia 2ª Fase, Enero 2003*). Los porcentajes aplicados para la obtención del importe de los Gastos Generales (17 %) y el Beneficio Industrial (6 %) son los recomendados por los apuntes de la asignatura *Gestión de Empresas de 4º de GIC*.

1.2. Objeto y alcance del estudio

El objeto de este anejo es el de obtener un Presupuesto Base de Licitación para la ejecución de la obra diseñada.

En este estudio se abarca:

- Las mediciones con el desglose correspondiente a los elementos que constituyen el cuerpo de presa y las actuaciones para la ejecución de la obra.
- El presupuesto de ejecución material.
- El resumen final del presupuesto con presupuesto base de licitación.

2. VALORACIÓN ECONÓMICA

C1 Desvío del Río				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				
				109.099,5
C2 Ataguía y Contraataguía				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				
				109.099,5
C3 Cuerpo de Presa				
Movimiento de tierras				
Ud	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	4.760	2,1	9.996
m ²	Refino y limpieza en cimentación de la presa y taludes	1.530	0,51	780,3

m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm.	1.845	22,32	41.180,4
Ha	Deforestación del vaso, incluso extracción de tocones	35	1.600,8	56.028
Hormigones y encofrados				
m ³	Hormigón HM-15 en cuerpo de presa.	2.560	38,28	97.996,8
T	Aditivos inertes empleados en hormigones en cuerpo de presa	770	76,42	58.843,4
m ²	Encofrado plano	520	20,58	10.701,6
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	107,5	20,85	2.241,3
C4 Tratamiento de la Cimentación				
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				
				72.733
C5 Aliviadero y Cuenco Amortiguador				
Aliviadero				
Ud	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ³	Hormigón HM-15	600	38,28	22.968
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	95,3	20,85	1.987
m ²	Encofrado plano	80	20,58	1.646,4
m ²	Encofrado curvo	400	18,19	7.276
Cuenco amortiguador				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	2.080	22,32	46.425,6
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	3.120	2,1	6.552
m ²	Encofrado plano	195	20,58	4.013,1
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	160	20,85	3.336
m ³	Hormigón HM-15	3.000	38,28	114.840
C6 Cajeros y Estribos				
Cajeros				
Ud	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	158	22,32	3.526,5
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	553	2,1	1.161,3
m ²	Encofrado plano	650	20,58	13.377
m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	204	20,85	4.253,4
m ³	Hormigón HM-15	634,2	38,28	24.277,1
Estribos				
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	480	22,32	10.713,6
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	720	2,1	1.512
m ²	Encofrado plano	864	20,58	17.781,1

m	Banda de PVC water-stop de 400 mm	180	20,85	3.753
m ³	Hormigón HM-15	4.184	38,28	160.163,5
C7	Colchón de escollera			
Ud	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Despeje, desbroce y eliminación de tierra vegetal de espesor medio 30 cm	400	22,32	8.928
m ³	Excavación en todo tipo de terreno para emplazamiento de presa.	920	2,1	1932
M ³	Escollera de 2 T.	920	7,07	6.504,4
C8	Órganos de desagüe			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				50.353,2
C9	Auscultación			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
5				36.366,5
C10	Accesos a la Presa			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
10				72.733
C11	Obras Accesorias			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
15				109.099,5
C12	Medidas correctoras de Impacto Ambiental			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
8				58.186,4
C13	Seguridad y Salud			
% sobre Cuerpo de Presa, Aliviadero, Cuenco Amortiguador, Cajeros y Estribos				
6				43.639,8
C14	Expropiaciones			
Ud	Descripción	Cantidad	Precio	Importe (€)
m ²	Expropiación de cultivos	31.666,3	8	253.330,7
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL				1.641.972,3

Tabla 1. Total presupuesto ejecución material con mediciones, precios e importes.

3. RESUMEN DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA

Capítulo	Resumen	Importe (€)
C1	Desvío del Río	109.099,5
C2	Ataguía y Contraataguía	109.099,5
C3	Cuerpo de Presa	277.767,8
C4	Tratamiento de la Cimentación	72.733
C5	Aliviadero y Cuenco amortiguador	209.044,1
C6	Cajeros y Estribos	240.518,6
C7	Colchón de escollera	17.364,4
C8	Órganos de desagüe	50.353,2
C9	Auscultación	36.366,5
C10	Accesos a la Presa	72.733
C11	Obras Accesorias	109.099,5
C12	Medidas correctoras de Impacto Ambiental	58.186,4
C13	Seguridad y Salud	43.639,8
C14	Expropiaciones	43.913,2
00	PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL	1.449.919,3

Tabla 2. Resumen del presupuesto de ejecución material.

Resumen		Importe (€)
17 %	Gastos generales	246.486,3
6 %	Beneficio Industrial	86.995,2
Suma		333.481,5
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA		1.783.400,5
21 %	IVA	374.514,1
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN		2.157.914,6

Tabla 3. PBL con IVA y sin IVA.