



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL DEVA

Trabajo realizado por:

Marina Vallejo López

Dirigido:

Andrés García Gómez

Titulación:

**Máster Universitario en Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos**

Santander, Junio de 2019

TRABAJO FIN DE MÁSTER



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



A mi abuelo, Ricardo.

Cuánto hubiera disfrutado leyendo este trabajo.



Contenido

RESUMEN / ABSTRACT

BLOQUE Nº1. ESTUDIO TÉCNICO

CAPÍTULO 1. OBJETO DE TRABAJO

1. PLANTEAMIENTO GENERAL.....	15
2. MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS.....	16
3. CENTRALES DE AGUA FLUYENTE.....	16
4. APROVECHAMIENTO EXISTENTE.....	18

CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

1. UBICACIÓN.....	22
2. GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA.....	23
3. LITOLOGÍA.....	25
4. VEGETACIÓN.....	25
5. CLIMATOLOGÍA.....	25
6. HIDROGRAFÍA.....	26
7. PLUVIOMETRÍA.....	26

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

1. METODOLOGÍA PROPUESTA.....	29
-------------------------------	----

CAPÍTULO 4. REGÍMEN DE CAUDALES

1. REGÍMEN DE CAUDALES.....	33
-----------------------------	----

CAPÍTULO 5. CAUDAL BASE O ECOLÓGICO

1. MÉTODO DEL CAUDAL BÁSICO.....	39
2. RESULTADOS OBTENIDOS.....	40

CAPÍTULO 6. CAUDAL DE EQUIPAMIENTO

1. OBTENCIÓN CAUDAL DE EQUIPAMIENTO.....	43
--	----



CAPÍTULO 7. CÁLCULO DE AVENIDA DE PROYECTO

1. CONSIDERACIONES PREVIAS.....	46
2. MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO.....	47
2.1. FORMULACIÓN GENERAL	47
2.2. CÁLCULO DE LA SUPERFICIE DE LA CUENCA.....	47
2.3. CÁLCULO DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN	47
2.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	52

CAPÍTULO 8. CÁLCULO DE LA PRESA

1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	57
2. PROCESO DE CÁLCULO	58
2.1. CALADO EN AVENIDA Y CAUDAL DESAGUADO.....	58
2.2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y CUENCO AMORTIGUADOR. EL RESALTO HIDRÁULICO.	61
2.3. COMPUERTA	71

CAPÍTULO 9. CÁLCULO CANAL Y CONDUCCIÓN

1. ESTUDIO TEÓRICO EN TUBERÍA FORZADA.....	76
1.1. CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS EN PRESIÓN.....	76
1.2. PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN (h_f).....	77
2. ALTERNATIVAS EN LA CONDUCCIÓN.....	78
2.1. ALTERNATIVA 1	78
2.2. ALTERNATIVA 2	81
2.3. ALTERNATIVA 3	84
2.4. ALTERNATIVA 4	87

CAPÍTULO 10. EDIFICIO DE LA CENTRAL. SELECCIÓN DE LA TURBINA

1. TIPOLOGÍA DE TURBINAS.....	92
2. SELECCIÓN DE LA TURBINA POR ALTERNATIVA.....	93
3. TURBINA CROSS FLOW	95
4. DIMENSIONAMIENTO DE LA TURBINA POR ALTERNATIVA	96
4.1. PROCESO DE CÁLCULO.....	96
4.2. CÁLCULO POR ALTERNATIVA	98



5. GENERACIÓN	100
5.1. POTENCIA ELÉCTRICA	100

BLOQUE Nº2. PLANOS

CAPÍTULO 11. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

1. CARTOGRAFÍA	104
2. TOPOGRAFÍA	104

CAPÍTULO 12. PLANOS SALTO HIDRÁULICO

BLOQUE Nº3. ANÁLISIS ECONÓMICO

CAPÍTULO 13. COSTES E INGRESOS

1. ASPECTOS ECONÓMICOS.....	115
2. COSTES DIRECTOS	117
3. COSTES INDIRECTOS.....	124
4. INGRESOS.....	125

CAPÍTULO 14. RENTABILIDAD

1. ÍNDICES PARA PRIMERA ESTIMACIÓN.....	127
2. CÁLCULO DEL VAN	128
3. CÁLCULO DEL TIR	129
4. CÁLCULO DEL PERÍODO DE RETORNO.....	130
5. RESUMEN ALTERNATIVA ELEGIDA	131

BLOQUE Nº4 BIBLIOGRAFÍA

1. BIBLIOGRAFÍA GENERAL	133
2. FIGURAS.....	134
3. TABLAS.....	138

TÍTULO: ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL DEVA

AUTOR: Marina Vallejo López

DIRECTOR: Andrés García Gómez
2019

CONVOCATORIA: Junio

Palabras Clave: Hidráulica, Minicentral, Caudal ecológico, Caudal máximo de avenida, Salto Neto, Conducción, Presa, Estudio de Alternativas.

RESUMEN

Hoy en día, las energías renovables representan un sector importante de la industria y la economía española, por ser uno de los más dinámicos e innovadores. Una de las principales energías renovables es la energía del agua. Dentro de las instalaciones hidroeléctricas tienen especial relevancia las centrales de pequeña potencia puesto que no precisan de grandes presas de embalse y, por lo tanto, su impacto ambiental es mucho menor.

El objeto del presente estudio se basa en la recuperación y posible ampliación de un aprovechamiento hidroeléctrico existente en las proximidades del Desfiladero de la Hermida, en su parte occidental perteneciente al Principado de Asturias. El río objeto de estudio es el Río Rumenes, el cual es conocido en sus zonas altas como Río San Esteban perteneciente a la cuenca del Río Deva.



Figura I: Antiguo aprovechamiento existente en la actualidad

Para realizar un estudio de este tipo es necesario establecer una metodología que permita establecer los cálculos imprescindibles para el buen funcionamiento del aprovechamiento.



Figura II: Diagrama resumen de metodología

Para saber cuál es el comportamiento de un río el dato de partida fundamental es conocer los caudales diarios. Para ello es necesario disponer de una serie de caudales lo suficientemente larga para que sea característica de la zona de estudio.

Como en el Río Rumenes, no hay estación de aforo, se han recogido una serie de datos de 25 años hidrológicos.

Conocidos los caudales medios diarios para los años de estudio se construye la curva de caudales clasificados, que indica el número de días del año en los que circula un caudal determinado por el río. El caudal de equipamiento de la central se establece a partir de la propia curva de caudales clasificados, descontándole a la misma el caudal ecológico del río. Este caudal de equipamiento servirá para el dimensionamiento de la mayor parte de los elementos de la minicentral.

La presa del presente estudio ya está construida con anterioridad y es por ello por lo que se plantea su rehabilitación y respectivas modificaciones. Conocido el caudal máximo de avenida se podrá determinar el posible recrecimiento de su paramento y el diseño de un aliviadero y cuenco amortiguador para restituir de manera segura al río la avenida que proviene de aguas arriba de la presa.



Una vez calculada la presa con todos los sistemas que requiera, se calculará además la conducción que llevará el agua desde la toma hasta la casa de máquinas donde habrá una turbina y generador para la producción de energía y transformación de la misma en energía eléctrica. Se plantean 4 alternativas en la conducción distinguiendo:

- Mantener conducción actual.
- Restitución de la conducción por material similar al actual.
- Restitución de la conducción por tubería de Fundición Dúctil.
- Restitución de la conducción por tubería de Polietileno de Alta Densidad, de pared doble.

El planteamiento de estas conducciones de diferentes materiales influye en las pérdidas de carga de las mismas, por lo tanto, influirá en el Salto Neto del aprovechamiento lo que tendrá influencia directa en la producción de energía y por lo tanto en el rendimiento de la minicentral.

Los saltos netos que se producen están comprendidos entre 13,19 y 15,44 m; siendo las alternativas 3 y 4 las que mayor salto tienen. Por lo tanto, también serán las que más energía producirán a lo largo del año.

Una vez realizado el diseño de todos los elementos del aprovechamiento se realiza un estudio económico en el que se tendrán en cuenta para la selección de la alternativa los siguientes parámetros:

- Índice de Potencia
- Índice de Energía
- VAN (Valor Actualizado Neto)
- TIR (Tasa Interna de Retorno)
- Pay-Back (Período de Retorno)



A continuación se recogen las características de la alternativa elegida:

ALTERNATIVA 1		
CARACTERÍSTICAS		
Tipo de Central:	Fluyente	
Salto Neto	13,193 m	
Caudal de Equipamiento	0,42 m ³ /s	
Potencia instalada	30,22 Kw	
Producción anual	117.806 Kw	
ELEMENTO	VARIABLE	COSTE UNITARIO (€)
Azud	Altura = 2,33 m	11.599,33
	Longitud = 5,00 m	
Compuerta	0,5 x 0,5 m	1.500
Conducción		0
Turbina	Cross Flow	10.000
Generador	Síncrono	1.485,2
Línea Eléctrica	LA 056, 12 KV, 60m	2.808,84
Ingeniería		3.563,60
	Inversión Total	19.357,64
Ratios de la instalación		
VAN	35.076,85 €	
TIR	16,5 %	
Período de Retorno	8 Años	
Índice de Potencia	640,55 €/kW	
Índice de Energía	0,1643	

Tabla I: Resumen alternativa elegida

TÍTULO: STUDY OF MINICENTRAL HYDRAULIC IN RUMENES RIVER
(ASTURIAS) – DEVA BASIN.

AUTHOR: Marina Vallejo López

DIRECTOR: Andrés García Gómez
2019

CALL: June

Keywords: Hydraulic, Mini-central, Ecological flow, Maximum avenue flow, Net jump, Conduction, Dam, Study of alternatives.

ABSTRACT

Nowadays, renewable energies represent an important sector of the Spanish industry and economy, as they are one of the most dynamic and innovative. Within hydroelectric installations, small power plants are particularly relevant since they do not require large reservoir dams and, therefore, their environmental impact is much lower.

The object of the present study is based on the recovery and possible expansion of an existing hydroelectric exploitation in the close proximity of the Hermida gorge, in its western part belonging to the Principality of Asturias.

The river under study is Rumenes River, which is known to be its upper areas as the San Esteban River belonging to the Deva River basin.



Figure I: Current situation



To carry out a study of this type it is necessary to make a methodology that allows establishing the essential calculations for the proper functioning of the use.

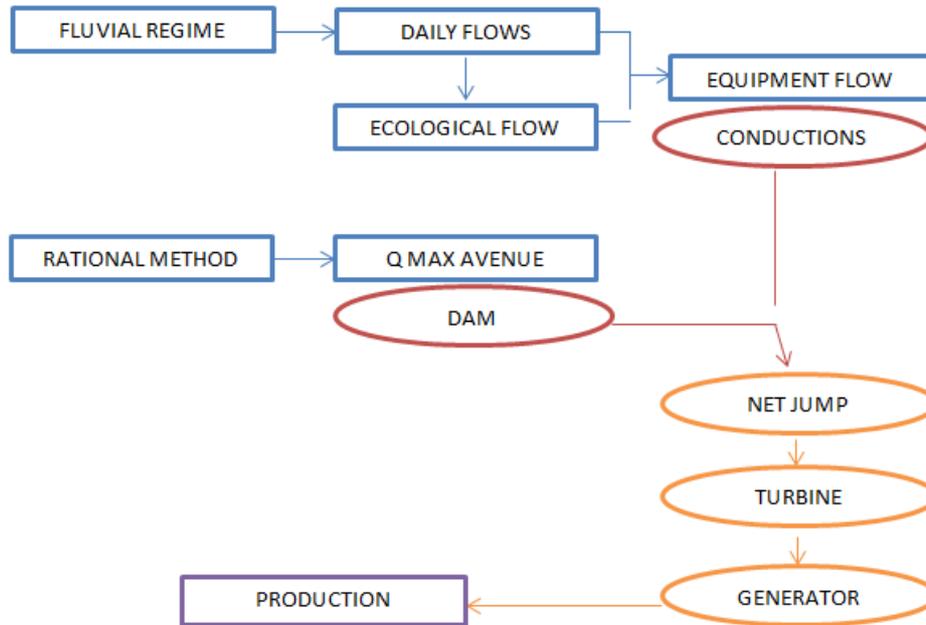


Figure II: Methodology summary diagram

To know what the behavior of a river is, the variable that must be analyzed is the flow. The river will have a fluvial regime that is to say; it will suffer variations in its flow throughout the year, depending on factors such as climate, vegetation, soil permeability and the so-called human factors such as the construction of dams and channels.

In any river in which a shunt is going to be made, it is important to establish what its ecological flow will be, that flow is that minimum flow that must circulate at all times through the river to ensure the survival in the same of the ecosystem. Before taking this step we have to know the series of flows in Rumenes River, in which there is no gauging station. Therefore, a data series from 25 hydrological years has been collected.

Once the average daily flows for the years of study are known, the curve of classified flows is built, which indicates the number of days of the year in which a flow determined by the river circulates. The equipment flow of the plant is established from the curve of classified flows itself, disregarding the ecological flow of the river. This equipment flow will be used for sizing for most of the elements of the mini-central.



The dam has already been built before and that is why it considers its rehabilitation and respective modifications. Known the maximum flow of avenue can be determined its possible regrowth of the parament and the design of a relief to safely restore to the river the avenue that comes from upstream of the dam.

Once the dam has been calculated with all the systems it requires, the conduction that will carry the water from the socket to the machine house where there will be a turbine and generator for the production of energy and transformation of it into electric energy. Four alternatives are raised in driving by distinguishing:

- Keep current conduction
- Return of driving by material similar to the current one.
- Return of ductile cast iron pipe conduction.
- High Density Polyethylene conduction removal, double wall.

The approach of these pipelines of different materials influences the load losses of the same; therefore it will influence the Net jump of utilization which will have direct influence on the energy production and therefore the performance of the mini-central.

Once the design of all the elements of the use has been made, an economic study is carried out in which the following parameters will be taken into account for the alternative selection:

- Power Index
- Energy Index
- Net Updated Value
- Internal Rate Return
- Pay-Back (Return Period)



Finally, the characteristics of the chosen alternative are listed below:

ALTERNATIVE 1: Keep current conduction.		
CARACTERÍSTICAS		
Type of Central:	Flowing	
Net Jump	13,193 m	
Equipment Flow	0,42 m ³ /s	
Installed Power	30,22 Kw	
Annual Production	117.806 Kw	
ELEMENT	VARIABLE	UNIT COST (€)
Weir	Height = 2,33 m	11.599,33
	Length = 5,00 m	
Gate	0,15 x 0,5 m	1.500
Conduction		0
Turbine	Cross Flow	10.000
Generator	Synchronous	1.485,2
Electric Line	LA 056, 12 KV, 60m	2.808,84
Engineering		3.563,60
	Total investment	19.357,64
Installation Ratios		
Net Updated Value	35.076,85 €	
Internal Rate Return	16,5 %	
Return Period	8 Years	
Power Index	640,55 €/kW	
Energy Index	0,1643	

Chart 1: Selected alternative



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



BLOQUE N°1

ESTUDIO TÉCNICO



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



CAPÍTULO 1

OBJETO DE TRABAJO



1. PLANTEAMIENTO GENERAL

El objeto del presente estudio se basa en la recuperación y posible ampliación de un aprovechamiento hidroeléctrico existente en el desfiladero de la Hermida, en su parte occidental perteneciente al Principado de Asturias. Tanto la recuperación de pequeños aprovechamientos, como sus rehabilitaciones o construcción nueva de los mismos, convierte a la minihidráulica como una gran fuente de aprovechamiento y alternativa principal en los entornos rurales ya que se basa en pequeñas estructuras sin un impacto ambiental y económico elevado, que permiten obtener un gran rendimiento.

La energía hidroeléctrica es electricidad generada aprovechando la energía del agua en movimiento. La lluvia o el agua de deshielo, provenientes normalmente de colinas y montañas, crean arroyos y ríos que desembocan en el océano. Dicha energía es una de las de mayor importancia dentro de las energías renovables y se caracteriza por ser limpia y autóctona.

Una progresiva concienciación de la sociedad sobre la obligación de preservar y mejorar las condiciones ambientales unido a una necesidad de reducir la dependencia de nuestro país del petróleo, han permitido el desarrollo de una política energética que fomenta la investigación y el desarrollo de energías renovables.

Hoy en día las energías renovables representan un sector importante de la industria y la economía española, por ser uno de los más dinámicos e innovadores. Según se expone en el Plan de Fomento de las Energías Renovables, “España adquirió el compromiso de no incrementar las emisiones de efecto invernadero por encima del 15% en el año 2010, con respecto a las emisiones de 1990”. Esta medida era una prioridad para todos los países firmantes del Protocolo de Kioto.

Dentro de las instalaciones hidroeléctricas tienen especial relevancia las centrales de pequeña potencia puesto que no precisan de grandes presas de embalse y, por lo tanto, su impacto ambiental es mucho menor.

Según el R.D. 2366/1994, de 9 de diciembre, se entiende por minicentral hidroeléctrica, aquella instalación hidroeléctrica con una potencia instalada igual o inferior a 10.000 KW. En España, a partir de la aprobación de la Ley 54/1997 de 27 de Noviembre, se marcan unas pautas para regular un sector tan complejo como el de la electricidad, definiéndose el Régimen Especial de producción eléctrica como el de aquellas instalaciones eléctricas con potencia instalada menor a 50 MW y que utilicen energía renovable.



2. MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS

Se denomina minicentrales hidroeléctricas a las centrales hidroeléctricas que generan energía a pequeña escala, aprovechando la diferencia de nivel existente entre dos puntos, obteniendo potencias menores de 10 MW.

Según el emplazamiento de la central hidroeléctrica, se realiza la siguiente clasificación:

- Centrales de agua fluyente: Captan una parte del caudal del río, lo trasladan hacia la central y una vez utilizado, lo devuelven al río.
- Centrales a pie de presa: Se sitúan justo aguas abajo de los embalses, aprovechando el desnivel creado por la propia presa.
- Centrales en canal de riego o de abastecimiento.

Puesto que el estudio se basa en una central de agua fluyente, se ha definido de manera exhaustiva este tipo de central.

3. CENTRALES DE AGUA FLUYENTE

Se construyen en los lugares en que la energía hidráulica debe ser utilizada en el instante en que se dispone de ella, para accionar las turbinas hidráulicas. No cuentan con reserva de agua, por lo que el caudal suministrado oscila según las estaciones del año. En temporada de invierno los caudales son muy elevados mientras que en otras épocas (estiajes de verano) es posible que el agua disponible no sea suficiente para el turbinado.

En estas centrales, el agua a turbinar se capta del cauce del río por medio de una obra de toma, y una vez turbinada, se devuelve al río en un punto distinto al de captación.

La característica común en este tipo de centrales es que el salto se mantiene prácticamente constante y su potencia depende directamente del caudal turbinado mediante la derivación.

A continuación se presenta un esquema típico de este tipo de centrales, así como sus elementos principales que serán brevemente explicados.

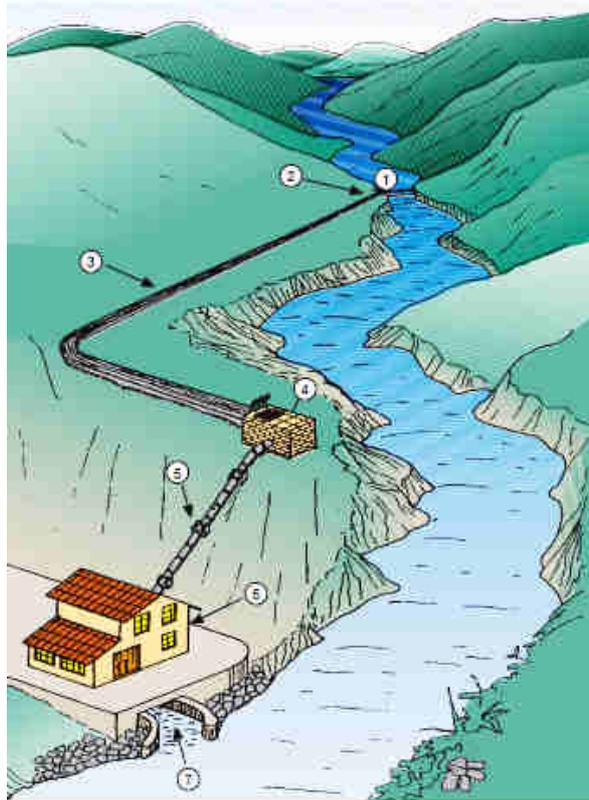


Figura 1: Esquema de una minicentral de agua fluyente con sus elementos principales.

Fuente: "Minihidráulica en el País Vasco". Ente Vasco de la Energía.

- 1) Azud: obra civil transversal al cauce de agua cuya finalidad es la retención y desviación del caudal hacia la toma.
- 2) Toma de agua: se encarga de la propia derivación hacia las conducciones. Es habitual colocar dispositivos para impedir el paso de suciedad o especies acuáticas.
- 3) Canal de derivación: canal encargado del transporte del agua derivada desde la toma hasta la cámara de carga.
- 4) Cámara de carga: depósito situado al final del canal de derivación. A partir de ese punto surge la tubería forzada. Es habitual que justo antes de alcanzar la cámara de carga, se ubiquen unas rejillas de separación de material en el canal. Son dispositivos fundamentales ya que evitan la entrada de aire a la tubería forzada y así se evitan posibles sobrepresiones, junto a los problemas que esto conllevaría.
- 5) Tubería forzada: tubería generalmente de acero que se encarga de transportar el flujo en el último tramo hasta alcanzar la turbina.



- 6) Edificio con equipo electromecánico: en dicho edificio se encontrarán turbinas, generadores, cuadros eléctricos y otra serie de equipos de los cuales se hablará detalladamente en otros apartados del presente estudio.
- 7) Canal de salida: proceso de restitución del agua al cauce del río.

4. APROVECHAMIENTO EXISTENTE

En Rumenes, perteneciente al término municipal de Panes y en el río San Esteban, también conocido como río Rumenes desde su paso por el pueblo de San Esteban hasta su desembocadura, existen estructuras pertenecientes a unos antiguos aprovechamientos hidráulicos para el molino de grano y abastecimiento eléctrico propio. Esto es posible al verter en él la gran superficie que alcanzan las laderas de Peña Madrina y la Sierra de Cocón. En épocas de grandes lluvias y deshielos aumenta considerablemente su caudal.

Anteriormente a 1932 se conoce la existencia de una pequeña represa, pero es en 1932 cuando se plantea la construcción de un aprovechamiento con un mayor alcance de producción eléctrica, que es el que tras gracias a pequeñas actuaciones de rehabilitación se ha mantenido en su mayoría hasta la actualidad.

La presa proyectada se construyó de hormigón en masa. Su emplazamiento (puede verse en el Capítulo 12: Planos del Salto Hidráulico del presente documento) se verificó aprovechando una sección del río en la que tanto el fondo como las márgenes tienen una pendiente superior a 1:1. Pendientes que son de pura roca sobre las que se estriba la presa. La toma en la captación dispone de una reja con barras de acero en perfectas condiciones ya que ha sido sustituida en los últimos años.

El transporte de las aguas, fue diseñado en conducción forzada desde la presa en Hormigón Armado, exceptuando un último tramo de hierro, dicho tramo también ha sido sustituido en los últimos años. Para el asiento de dicha conducción se proyectaron pilastras de mampostería hidráulica con una placa curvada de fundición.

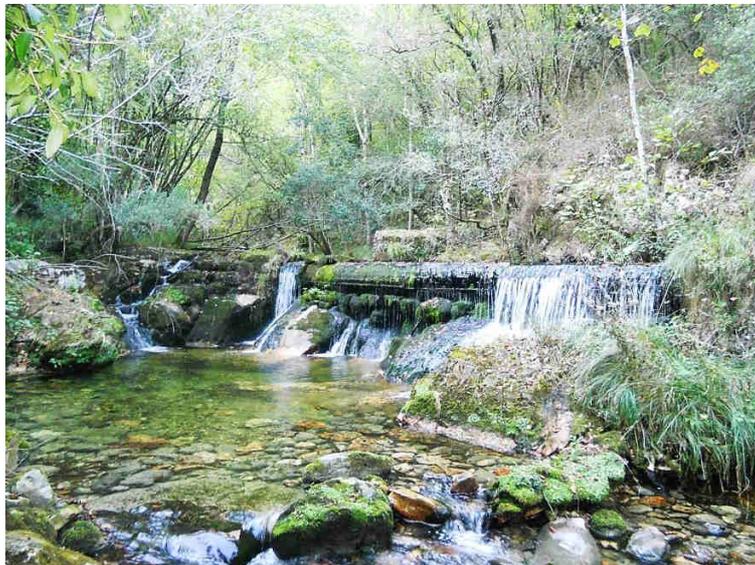
Otra de las construcciones todavía existentes es un desarenador el cual tiene función de limpieza, el cual se acciona manualmente.

La casa de máquinas se encuentra provista de una turbina Pelton en condiciones muy deterioradas, así como la restitución al río.



Cuando el aprovechamiento dejó de utilizarse para sus fines previstos la presa fue “agujereada” para así impedir la aglomeración de bolos en la parte de aguas arriba y dejar fluir libremente el caudal del río hasta su desembocadura en el río Deva.

Como idea o alternativa principal la intencionalidad del presente estudio es reutilizar parcialmente lo existente y añadir mejoras y avances tecnológicos surgidos a lo largo del tiempo que permitan hacer de este un aprovechamiento viable pudiendo obtener una rentabilidad del mismo a largo plazo.



*Figura 2: Restos antigua represa, anterior a 1932
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.*



*Figura 3: Desarenador para limpieza de conducción.
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.*



*Figura 4: Presa existente en la actualidad.
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.*



CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS

DE LA CUENCA



1. UBICACIÓN

El río objeto de estudio es el Río Rumenes, el cual es conocido en sus zonas altas como río San Esteban perteneciente a la cuenca del Río Deva.



Figura 5: Ubicación Río Rumenes

<https://www.lacuruxa.org/index.php/2005/09/24/jito-escarandi-pico-vigueras-san-esteban/>

Su desembocadura se localiza en Rumenes, que se ubica en el ayuntamiento de Peñamellera Baja (Asturias), en el oriente de Asturias, siendo una de las vías de entrada hacia el Parque Natural de los Picos de Europa, en el que extiende parte de su territorio. El presente municipio ocupa alrededor de 84 km cuadrados y consta de 1500 habitantes. Limita al norte con los municipios asturianos de Ribadedeva y Llanes; al Sur con Tresviso, Peñarrubia y Lamasón, todos ellos ayuntamientos de la Comunidad Autónoma de Cantabria.

Por las características de la cuenca y por criterios técnicos, económicos y ambientales, el tipo de minicentral que se ha considerado en el presente trabajo es una central de agua fluyente, cuya misión es captar una parte del caudal del río, trasladarlo hacia la central por medio de un canal de derivación, cámara de carga, tubería en presión y, una vez turbinado, devolverlo al río.

Una vez ubicado el emplazamiento de la cuenca de estudio analizaremos a continuación sus características principales.

2. GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA

A continuación se presenta la cuenca del Río Rumenes:

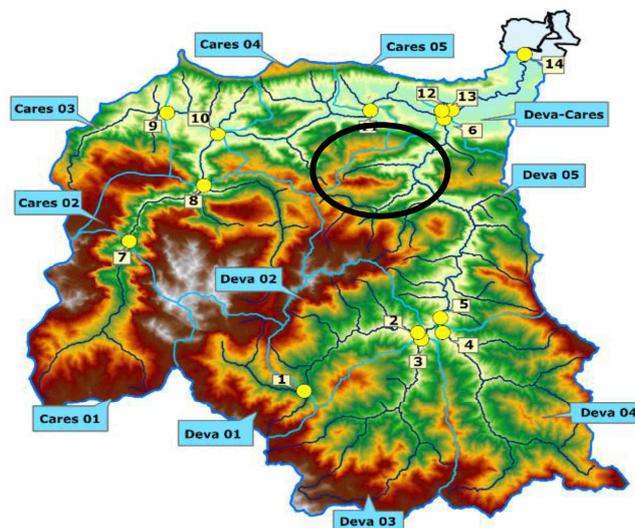


Figura 6: Cuenca Río Rumenes perteneciente a la cuenca Deva05
Fuente: Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de agua (2012-2014)
Estudio de recursos. IH Cantabria

- Cuenca completa: 11,8Km²
- Aguas arriba presa: 11,5 Km²
- Aguas abajo presa: 0,3 Km²

Debido a que la zona de estudio dispone de poca caracterización de datos, este estudio se ha apoyado en otro realizado en el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria “*Investigación, Desarrollo e Innovación en materia del agua*”. Como se explicará próximamente en este documento, mediante proporcionalidades y diferentes hipótesis nos aproximaremos a los datos reales de la zona de estudio.

Peñamellera Baja está limitada al Norte por la terminación oriental de la Sierra del Cuera y al Sur por los Picos de Europa, entre ambas formaciones discurre un profundo valle fluvial que da continuidad a la cuenca prelitoral asturiana hasta Cantabria.

El Concejo posee algunos desfiladeros de renombre, comenzando por el de La Hermida, entre la cántabra Lebeña y Puente Lles, cañón cárstico formado por calizas carboníferas.

El desfiladero o Canal de Ciercos, formado por el río San Esteban o Rumenes, separa la Sierra Nedrina al Norte y la Sierra Cocón al Sur y recibe diferentes nombres: Canal Viguéu (proximidades de Collada Hermosa), Garganta de Nedrina (faldas de dicha sierra) y cañada del río San Esteban (entre San Esteban y Rumenes).

Son tierras constituidas por materiales paleozoicos depositadas hace más de 300 millones de años. En ellos impera una gran acumulación de calizas de montaña en forma de escamas de gran espesor. (*Información solicitada al Ayuntamiento de Peñamellera Baja*)

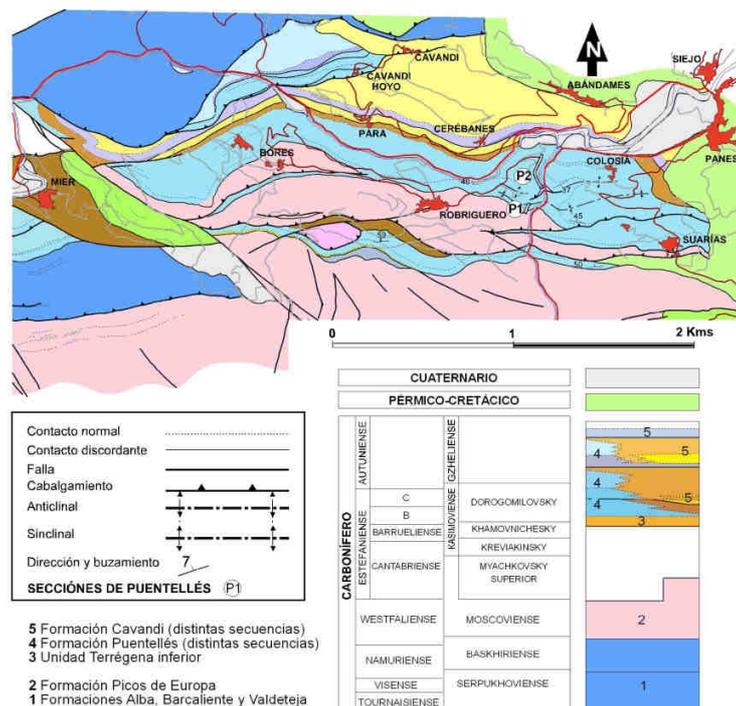


Figura 7: Formaciones geológicas en la zona de estudio

Fuente: [https:// www.aytopanespbaja.com](https://www.aytopanespbaja.com)



El área del municipio está formada por el llamado Sinclinal de Alevia, con su flanco Norte eliminado tectónicamente por el cabalgamiento de la Sierra del Cuera, que se eleva unos 1.300 metros sobre la rasa costera al Norte y la depresión prelitoral al Sur, la cual se extiende desde Arenas de Cabrales hasta Panes. Presenta un relieve también fuertemente karstificado, retocado por el periglaciario y gargantas sobre las que se encajaron los cursos fluviales que los atraviesan.

3. LITOLOGÍA

Presenta un relieve fuertemente karstificado. La secuencia comienza por areniscas y arcillas del Pérmico, discordantes sobre el Paleozoico más antiguo, que alcanzan un espesor de 150 m. Siguen 220 metros de calizas del Aptense, 330 metros de tramo Albense constituido por areniscas, arcillas y limos con restos carbonosos en la base y calizas nodulosas en la parte posterior. Por encima se depositan calizas, margas, areniscas y arcillas del Cenamanense (190 metros) con los que se acaba la secuencia. (Información solicitada al Ayuntamiento de Peñamellera Baja).

4. VEGETACIÓN

El clima de Peñamellera Baja es de tendencia a inviernos suaves y veranos pocos calurosos. En la zona de estudio se recogen inviernos que temperaturas más bajas y presencia de nieve en la mayoría de los casos.

El dominio de la roca caliza contribuye al desarrollo de una gran variedad de especies vegetales como robles, hayas, avellanos junto con los pinos y eucaliptos introducidos por el hombre.

Dentro de las formaciones boscosas más importantes del concejo cabe destacar El robledal de San Esteban de Cuñaba, dejando paso en las zonas más altas a las hayas y en las más bajas, cercanas a la ribera del río Rumenes, avellanos entre otros. (Información solicitada al Ayuntamiento de Peñamellera Baja)

5. CLIMATOLOGÍA

La climatología del área en la que se enmarca este estudio, consta de inviernos largos con temperaturas medias entre 5 y 10°C. Los veranos son cortos, siendo Agosto el mes que mayores temperaturas medias registra aproximándose a los 15° y llegando a alcanzar máximos de 25°C.



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



A efecto de los cálculos necesitados en el presente estudio, al igual que el caso de las superficies, se ha evaluado mediante el software Civil3D las lluvias relativas a la cuenca vertiente del río Rumenes como una relación porcentual de la cuenca Deva05, tomando como referencia el documento, “*Investigación, Desarrollo e Innovación en materia del agua*” del IH Cantabria.



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA



1. METODOLOGÍA PROPUESTA

Para realizar un estudio de este tipo es necesario establecer una metodología que permita establecer los cálculos imprescindibles para el buen funcionamiento del aprovechamiento.

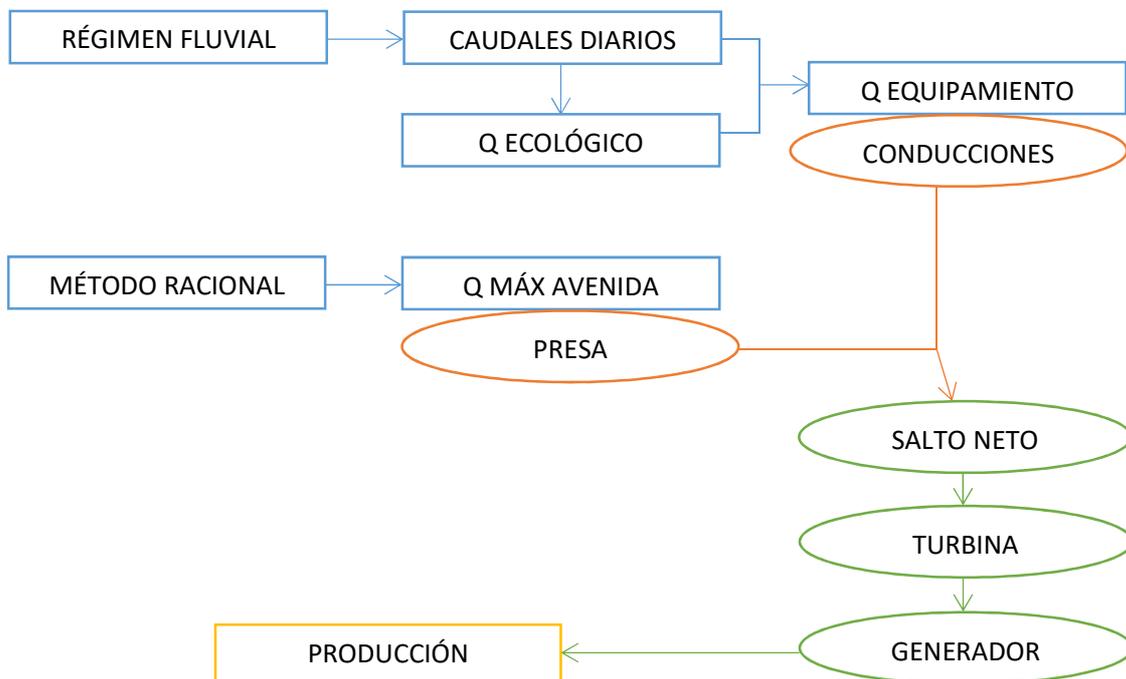


Figura 9: Diagrama Metodología
Fuente: Marina Vallejo López

Se parte de la existencia de una cuenca, siendo un territorio en el que aguas afluyen todas a un mismo río, en este caso el Río Rumenes. Para saber cuál es el comportamiento de un río la variable que se debe analizar es el caudal. Para ello normalmente se realizan aforos en puntos o secciones determinadas de medición.

El río tendrá un régimen fluvial es decir, sufrirá variaciones en su caudal a lo largo del año, dependientes de factores tales como el clima, la vegetación, permeabilidad del suelo y los denominados factores humanos tales como la construcción de presas y canales. Además el caudal de un río varía a lo largo de su recorrido debido a los factores anteriores y a la posible incorporación de afluentes en el mismo.



Generalmente suele ser mayor en la desembocadura. El caudal además también varía según la estacionalidad, de los que surgen los conceptos de crecidas y estiajes, siendo ambos importantes para el diseño de la obra civil pertinente.

El propósito de conocer de manera amplia el concepto anterior es debido a la pretensión de este estudio en el que mediante una presa y conducción se derivará un porcentaje de dicho caudal del río para su aprovechamiento hidráulico, generando energía eléctrica para el abastecimiento de Rumenes.

En todo río en el que se vaya a realizar una derivación es importante establecer cuál va a ser su caudal ecológico, dicho caudal es aquel caudal que mínimo deberá circular en todo momento por el río para garantizar la supervivencia en el mismo del ecosistema. El método estudiado, el método hidrológico, es el grupo más simple de metodologías para estimar los caudales ecológicos.

Es por ello que antes de dar dicho paso hemos de conocer la serie de caudales en el río Rumenes, en cual no hay estación de aforo. Por lo tanto se ha recogido una serie de datos de 25 años hidrológicos.

Una vez conocida la serie de caudales mencionada, entonces será cuando se proceda a calcular el caudal base del río, para ello se establece una metodología en la que se obtiene mediante el estudio de discontinuidades, la tendencia de variación de los caudales.

Para estar del lado de la seguridad el cálculo del Caudal base deberá empezar en las series de datos diarios de un mes que no contenga el caudal mínimo medio anual, y que tampoco sea el mes con la media mensual de caudales diarios más bajos.

Una vez determinado el caudal ecológico se conoce cuál es el caudal restante del que se podrá disponer para el diseño del aprovechamiento. Es fundamental calcular ahora el caudal de equipamiento, ya que está muy relacionado con el dimensionamiento de la mayor parte de los elementos que componen la central y se deben obtener los datos de caudales de una serie lo suficientemente grande que permita obtener un intervalo amplio donde se distingan años secos, normales y húmedos. Conocidos los caudales medios diarios para los años de estudio se construye la curva de caudales clasificados, que indica el número de días del año en los que circula un caudal determinado por el río.

Su uso en obra civil es de aplicación directa, ya que a la hora de proyectarse una obra para que sea exigible un caudal mínimo, nos permite conocer cuántos días no se alcanzará dicho caudal siempre que tratemos una curva de caudales clasificados de un año hidrológico, por lo que tendremos como datos 365 días.



El caudal de equipamiento de la central se establece a partir de la propia curva de caudales clasificados, descontándole a la misma el caudal ecológico del río, que es el caudal mínimo que debe circular por el río durante todo el año.

Otro caudal importante a la hora del diseño del elemento principal, la presa, es el caudal máximo de avenida, que será el máximo que se alcance en un determinado período de retorno. Al tratarse de una cuenca pequeña se establecerá un método hidrometeorológico para su cálculo. Conocido este caudal, se calcula la sobreelevación máxima que alcanzará la lámina de agua en ese período de retorno y con estos datos se diseñará el aliviado del mismo.

La presa del presente estudio ya está construida con anterioridad y es por ello que se plantea su rehabilitación y respectivas modificaciones. Conocido el caudal máximo de avenida se podrá determinar su posible recrecimiento del paramento y el diseño de un aliviadero para restituir de manera segura al río la avenida que proviene de aguas arriba de la presa.

Una vez calculada la presa con todos los sistemas que requiera, se calculará además la conducción que llevará el agua desde la toma hasta la casa de máquinas donde habrá una turbina y generador para la producción de energía y transformación de la misma en energía eléctrica.



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



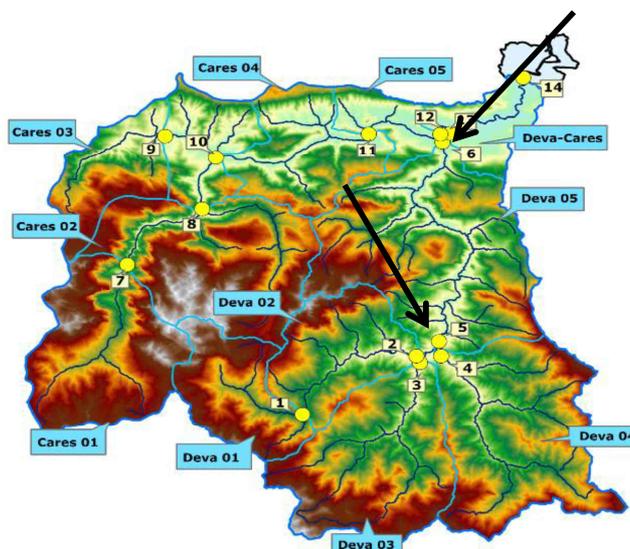
CAPÍTULO 4

REGÍMEN DE CAUDALES

1. REGÍMEN DE CAUDALES

El presente documento resume los estudios técnicos realizados para la determinación de los caudales en el río Rumenes.

En este sentido, el estudio estadístico que se ha llevado a cabo para la obtención del caudal base se explicará de forma precisa en el Capítulo 5 de este estudio. Es por ello que antes de dar dicho paso hemos de conocer la serie de caudales en el río Rumenes, en cual no hay estación de aforo. Por lo tanto se ha recogido una serie de datos de 25 años hidrológicos de la subcuenca Deva05 en la cual se encuentra el Río Rumenes, tal y como podemos ver en la siguiente figura:



*Figura 10: División en subcuencas de la cuenca principal del Río Deva
Fuente: Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de agua (2012-2014)
Estudio de recursos. IH Cantabria*

Conocidos los datos de caudal correspondientes a los puntos de resultados del modelo 5 y 6, y realizando la resta de ambos aforos, podemos conocer el caudal aportado por la totalidad de afluentes de la subcuenca Deva05.

La obtención del modelo se basa en el documento de “Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de agua” (2012-2014) Estudio de recursos. IH Cantabria.



Además tal y como se recoge en el Capítulo 2, apartado 2 de este documento:

- Cuenca completa: 11,8Km²
- Aguas arriba presa: 11,5 Km²

Es así, que mediante una sencilla proporcionalidad de cuencas (Deva05- Rumenes) se pueden obtener los caudales de estudio, representados a continuación en grupos de 5 años:

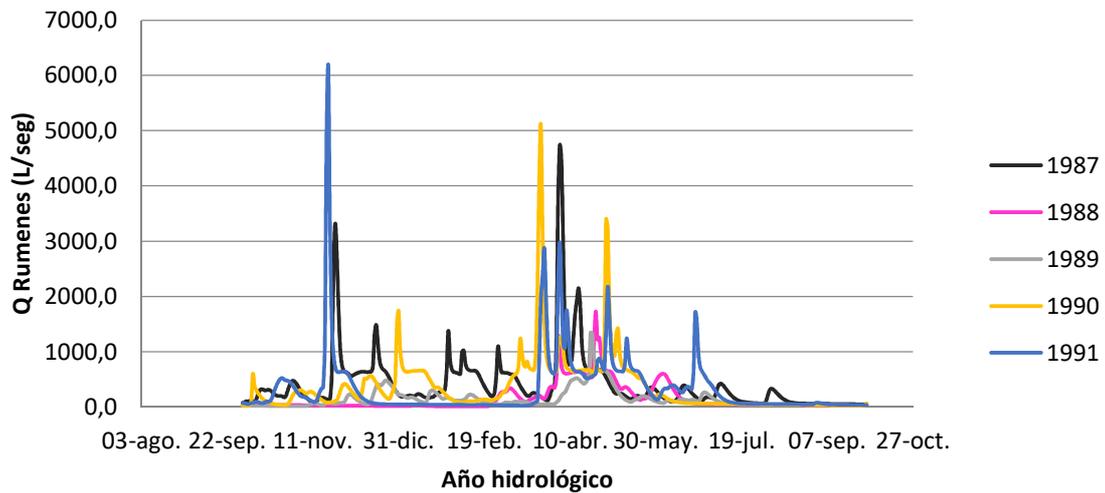


Figura 11: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1987-1991
Fuente: Cálculos presente TFM

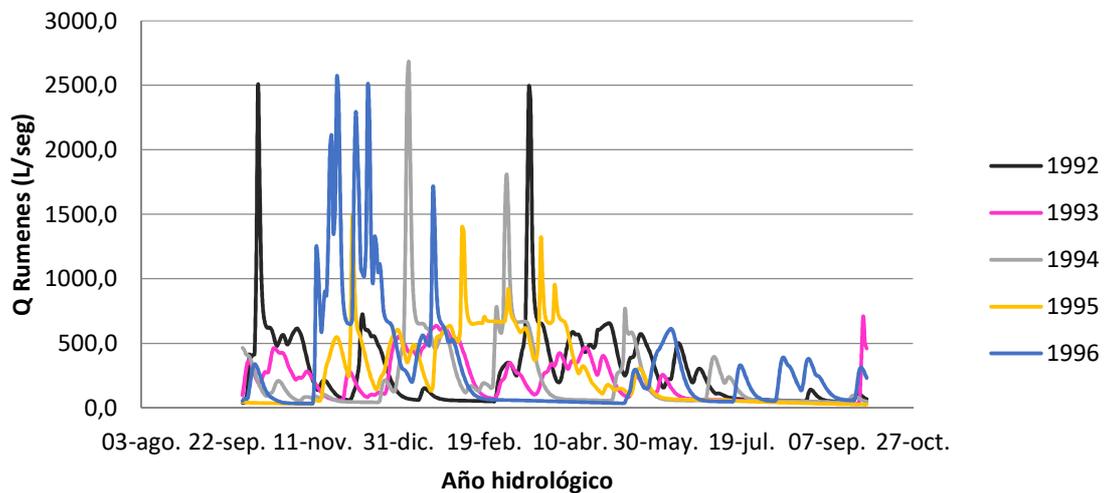


Figura 12: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1992-1996
Fuente: Cálculos presente TFM

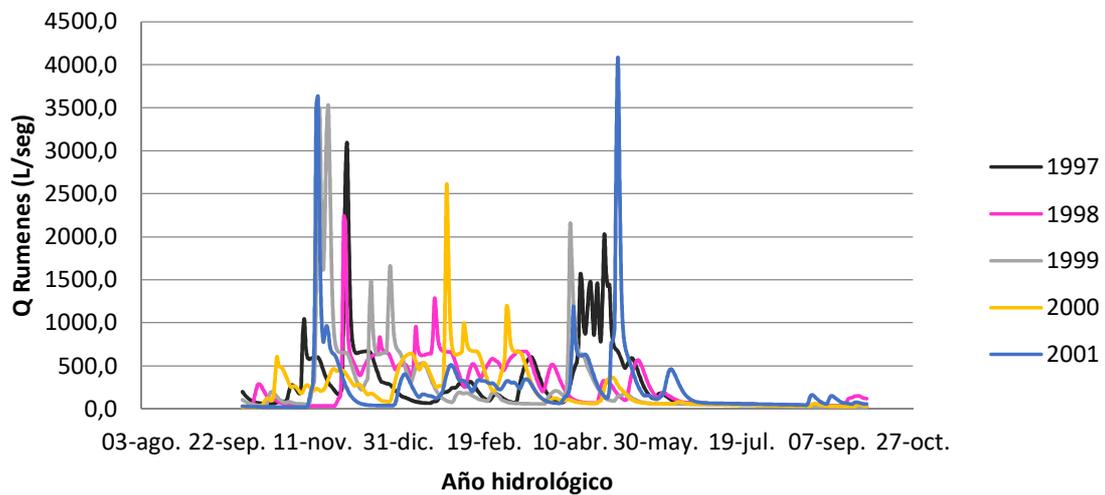


Figura 13: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1997-2001
Fuente: Cálculos presente TFM

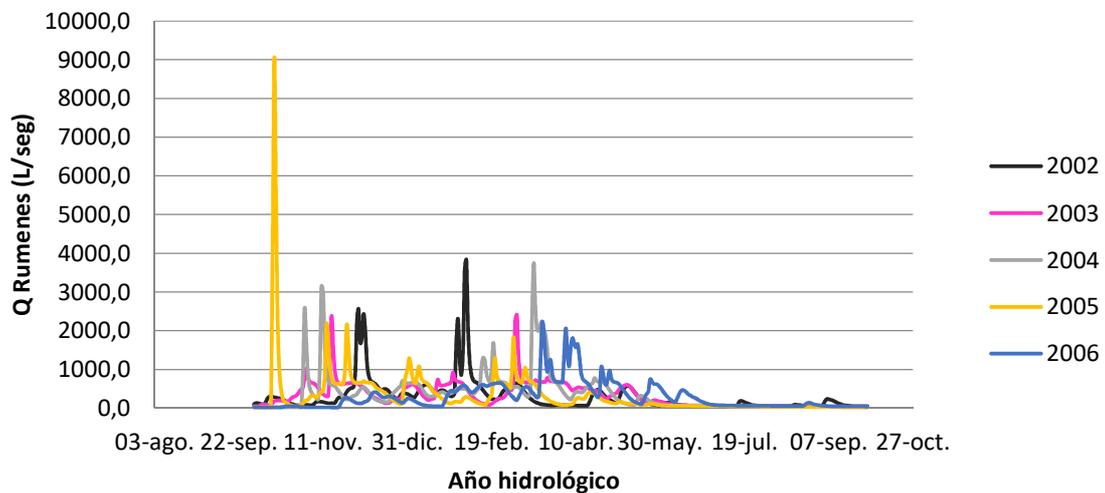


Figura 14: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 2002-2006
Fuente: Cálculos presente TFM

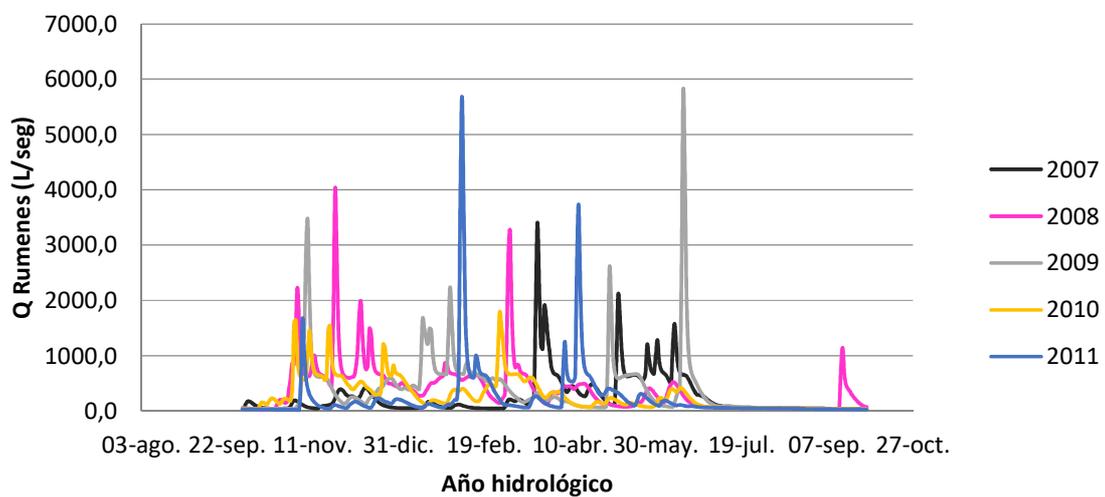


Figura 15: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 2007-2011
Fuente: Cálculos presente TFM



Una vez realizado el proceso de obtención de los caudales medios de la cuenca.

En aquellos aprovechamientos en los que no existe una estación de aforo próxima a la central se realiza un estudio hidrológico aplicando un modelo matemático de simulación basado en los datos de precipitaciones sobre la cuenca. El estudio en que nos hemos basado para su obtención mediante proporcionalidad de cuencas ajustó en su momento los datos de referencia con tendencia a caudales mínimos y medios.

Por tanto esta información al no ser representativa para caudales máximos no servirá como referencia en el cálculo de caudales de avenida, como se verá en futuros capítulos de este estudio.



CAPÍTULO 5

CAUDAL BASE O ECOLÓGICO



1. MÉTODO DEL CAUDAL BÁSICO

El método que se presenta a continuación está basado en la metodología desarrollada por el CEDEX. Dicho método parte de la idea de que el caudal que circula por un tramo de un río, es la variable primaria que contiene toda la información del ecosistema fluvial.

El caudal Básico (Q_b) es el caudal mínimo que debe circular siempre por el río y es el componente principal de la metodología para que se conserve el ecosistema afectado. Se obtiene mediante el estudio de discontinuidades en la tendencia de variación de los caudales. Para ello se deberán obtener las medias móviles a partir de la siguiente fórmula:

$$\mu_{p,s}^j = \frac{1}{s} \sum_{k=1}^{k=s} q_{p+k-1}^j$$

S: intervalo escogido de la media móvil (varía de 1 a 100)

p: número de orden de la media móvil dentro de cada columna de la matriz (varía de 1 a 366-s)

j: año considerado

Los datos de partida son los registros históricos de las series de caudales medios diarios (varía de 1 a 365) por lo tanto se obtiene una matriz de 36 x n° de años de los que se disponen los caudales medios diarios.

Para cada columna de esta matriz (cada uno de los años que se han considerado), y empezando por el último, se calculan las medias móviles de 1 a 100 obteniendo tablas de forma trapezoidal de 100 columnas y un número de filas con 365 datos en la primera columna a 266 en la última (medias móviles de orden 100).

El siguiente paso será en cada columna la obtención del valor mínimo, tendente al caudal medio anual (media móvil de orden 365), siendo siempre menor que el mismo. Dicho proceso se repite para cada uno de los años de estudio obteniéndose una matriz de estudio de n años x 100 datos que se denomina Matriz de Mínimos.

A partir de la matriz de mínimos se calculan las medias aritméticas por columnas, de lo que resulta un vector de 100 valores sobre el que se calcula el incremento relativo entre valores consecutivos. El mayor de dichos valores definirá el caudal básico (Q_b).



El esquema orientativo de dicho proceso es el que se presenta a continuación:

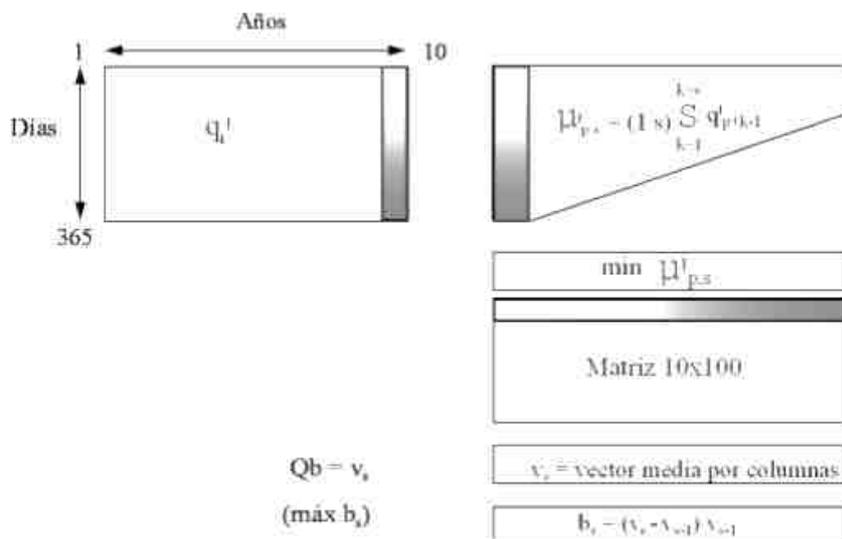


Figura 16: Esquema del proceso de cálculo en el caudal base del Río Rumenes.
Fuente: Método del caudal básico. CEDEX

El mes en el que se inicien las series de datos tiene mucha importancia para el cálculo del Q_b y puede condicionar el resultado final del mismo. Para ello el cálculo del Q_b deberá empezar en las series de datos diarios de un mes que no contenga el caudal mínimo medio anual, y que tampoco sea el mes con la media mensual de caudales diarios más bajos.

2. RESULTADOS OBTENIDOS

Es su resolución se ha aprovechado el inicio del año hidrológico siendo por lo tanto la serie que empieza en el día 1 de octubre y acaba en el 30 de septiembre. El número de años disponible para el cálculo será de 25 años, obteniéndose los siguientes resultados:

$$Q_b = v_s \quad \boxed{v_s = \text{vector media por columnas}}$$

$$(\text{máx } b_s) \quad \boxed{b_s = (v_s - v_{s-1}) / v_{s-1}}$$



	s1	s2	s3	s4	s5	s6	s7	s8	s9	s10
MEDIA	26,764	26,607	26,906	27,057	27,188	27,322	27,622	27,854	27,997	28,146
bs		-0,00585434	0,01123149	0,00562085	0,00485325	0,00489921	0,01100488	0,00839136	0,00513067	0,00532279
	s11	s12	s13	s14	s15	s16	s17	s18	s19	s20
MEDIA	28,301	28,480	28,816	29,205	29,381	29,536	29,696	29,862	30,035	30,235
bs	0,00552174	0,00630529	0,01180259	0,01351297	0,00601822	0,00528302	0,00541973	0,00558067	0,00579225	0,00666269
	s21	s22	s23	s24	s25	s26	s27	s28	s29	s30
MEDIA	30,552	30,872	31,116	31,338	31,565	31,787	31,998	32,209	32,432	33,018
bs	0,01046221	0,01049535	0,0078998	0,00712213	0,00725804	0,00702417	0,0066316	0,0066004	0,00691373	0,01808342
	s31	s32	s33	s34	s35	s36	s37	s38	s39	s40
MEDIA	33,243	33,444	33,616	33,776	34,204	34,368	34,538	34,705	34,899	35,234
bs	0,00682177	0,00603046	0,00515587	0,00474593	0,01267488	0,00478707	0,00495473	0,00482954	0,0056006	0,00959991
	s41	s42	s43	s44	s45	s46	s47	s48	s49	s50
MEDIA	35,676	36,187	36,981	37,241	37,500	37,728	37,938	38,161	38,422	38,725
bs	0,0125315	0,0143486	0,02192241	0,00704295	0,00694543	0,00608561	0,00557002	0,00586809	0,00684349	0,0078737
	s51	s52	s53	s54	s55	s56	s57	s58	s59	s60
MEDIA	38,988	39,293	39,696	40,138	40,587	41,025	41,429	41,784	42,082	42,336
bs	0,00680073	0,00781472	0,01027051	0,01112286	0,01118663	0,01079961	0,00984939	0,00856954	0,00712075	0,00604378
	s61	s62	s63	s64	s65	s66	s67	s68	s69	s70
MEDIA	42,601	42,900	43,210	43,430	43,615	43,814	43,983	44,155	44,334	44,523
bs	0,00626784	0,00700074	0,00722781	0,00509774	0,00426545	0,00456644	0,00385492	0,00389634	0,00406353	0,00427247
	s71	s72	s73	s74	s75	s76	s77	s78	s79	s80
MEDIA	44,725	44,935	45,154	45,356	45,555	45,767	45,994	46,240	46,505	46,784
bs	0,00452232	0,0046982	0,00487676	0,00447877	0,00437798	0,00466353	0,00496096	0,00533732	0,00573724	0,00599019
	s81	s82	s83	s84	s85	s86	s87	s88	s89	s90
MEDIA	47,076	47,380	47,693	48,018	48,344	48,686	49,051	49,434	49,830	50,244
bs	0,00624456	0,00646353	0,00659964	0,00682849	0,00677808	0,00706667	0,00751691	0,00780099	0,00800981	0,00830478
	s91	s92	s93	s94	s95	s96	s97	s98	s99	s100
MEDIA	50,687	51,162	51,644	52,160	52,726	53,323	53,939	54,553	55,183	55,842
bs	0,00882017	0,00936676	0,00942551	0,00999384	0,01085387	0,01132297	0,01155125	0,01136935	0,01156025	0,01193856

Bs máx 0,02192241

Q_{base} 36,981 L/seg

Tabla 1: Cálculo caudal base.
Fuente: Cálculo caudal base. Presente TFM.



CAPÍTULO 6

CAUDAL DE

EQUIPAMIENTO



1. OBTENCIÓN CAUDAL DE EQUIPAMIENTO

A la hora de proyectar una central hidroeléctrica, una de las variables fundamentales es el caudal de equipamiento (o caudal máximo turbinable), ya que está muy relacionado con el dimensionamiento de la mayor parte de los elementos que componen la central.

Dicho caudal es fundamental a la hora de determinar la potencia a instalar y la energía que la minicentral puede producir a lo largo del año. En cualquier caso, se deben obtener los datos de caudales de una serie lo suficientemente grande que permita obtener un intervalo amplio donde se distingan años secos, normales y húmedos. Para ello, en este caso se usarán los datos obtenidos en el Capítulo 5 del presente estudio. Conocidos los caudales medios diarios para los años de estudio se construye la curva de caudales clasificados, que indica el número de días del año en los que circula un caudal determinado por el río. En el presente estudio se han evaluado 25 años comprendidos entre 1987 y 2006.

En la curva de caudales clasificados se representarán en el eje de ordenadas los caudales medios diarios de la serie de 25 años en m^3/seg y en abscisas el número de días o la probabilidad de que los caudales anteriores puedan ser excedidos o en cuyo caso igualados. Los caudales de la serie de 25 años utilizada se ordenarán en una hoja de cálculo para dicho proceso de mayor a menor.

Su uso en obra civil es de aplicación directa, ya que a la hora de proyectarse una obra para que sea exigible un caudal mínimo, nos permite conocer cuántos días no se alcanzará dicho caudal siempre que tratemos una curva de caudales clasificados de un año hidrológico, por lo que tendremos como datos 365 días.

Los datos obtenidos se podrán representar directamente o en algunos casos en el eje de abscisas al usar la probabilidad de puede hacer una representación logarítmica para evitar que la curva parezca asintótica a ambos ejes. La información es similar, únicamente difieren visualmente.

En este caso, al tratarse de una cuenca de montaña es habitual que esta curva tenga una tendencia típica en la que se presenta una pendiente pronunciada al inicio de la misma lo que explica que los caudales mayores se producen durante períodos más cortos.

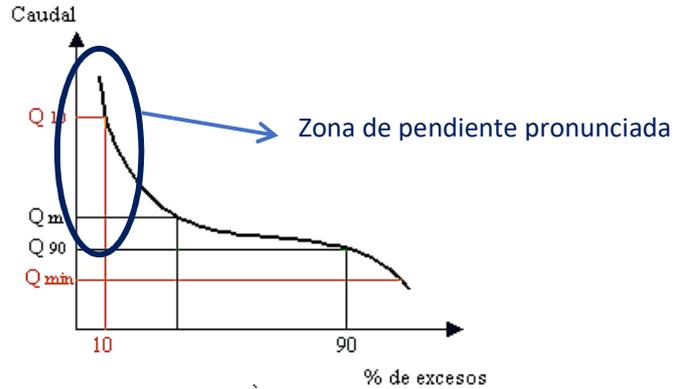


Figura 17: Ejemplo de curva de caudales clasificados en zonas montañosas
Fuente <https://www.ingenierocivilinfo.com/2010/03/curva-de-duracion-de-caudales.html>

El caudal de equipamiento de la central se establece a partir de la propia curva de caudales clasificados, descontándole a la misma el caudal ecológico del río, que es el caudal mínimo que debe circular por el río durante todo el año.

Una vez descontado el caudal ecológico a la curva de caudales clasificados, se elige el posible caudal de equipamiento en el intervalo de la curva comprendido entre Q_{80} y Q_{100} . En el presente estudio se ha estimado para Q_{80} obteniéndose un valor de $0,4138 \text{ m}^3/\text{s}$ y para Q_{100} con un valor de $0,3106 \text{ m}^3/\text{s}$ tal y como muestra la siguiente figura:

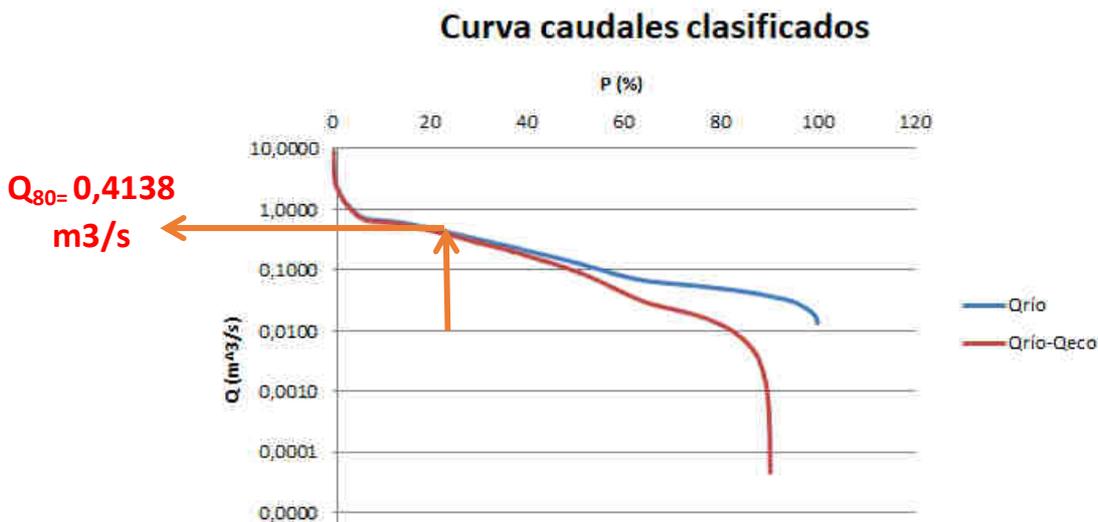


Figura 18: Curva de caudales clasificados y caudal de equipamiento
Fuente: Cálculos presente TFM



CAPÍTULO 7

CÁLCULO DE

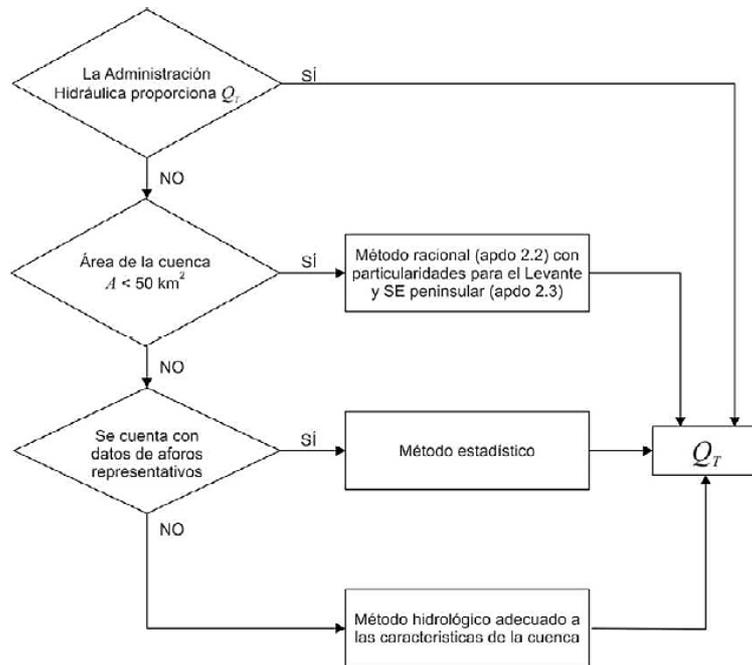
AVENIDA DE PROYECTO

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

El caudal necesario será aquel máximo a un determinado período de retorno que será determinado a partir de la información que se disponga por la Administración con competencia hidráulica. Hay casos en los que no se dispone de dicha información y la metodología será la que se presente a continuación.

El primer paso se basa en la discretización según la superficie que ocupe la cuenca a estudiar. En caso de cuencas pequeñas (inferiores a los 50 km²) son apropiados los métodos hidrometeorológicos los cuales se basan en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenta, a través de una estimación de su escorrentía.

Tal y como aparece en el Apartado 1, del anejo 4 del presente documento; la superficie tratada en este estudio es de 11,8 km² por lo tanto según la “normativa de Drenaje superficial del Ministerio de Fomento (Orden FOM/298/2016)” queda justificado el uso del método racional.



*Figura 19: Métodos de drenaje superficial para cuencas pequeñas.
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España*



2. MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO

A continuación se desarrolla el método hidrometeorológico racional, cuya justificación de elección se ha justificado en el apartado anterior de este capítulo. A partir de ahora se tomarán las decisiones en el mismo de acuerdo a la Orden ministerial del Gobierno de España FOM/298/2016:

2.1. FORMULACIÓN GENERAL

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

- **QT (m³/s)** = Caudal máximo correspondiente al período T considerando el punto de desagüe de la cuenca.
- **I (mm/h)** = Intensidad de precipitación para período T y tiempo de concentración t_c .
- **C** = Coeficiente medio de escorrentía.
- **A (km²)** = Superficie de la cuenca.
- **K_t** = coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de precipitación. En la práctica para la península se coge un valor de 1,2.

2.2. CÁLCULO DE LA SUPERFICIE DE LA CUENCA

El cálculo de la superficie generalmente se calcula a partir de planos o a partir de la información proporcionada por los organismos competentes. En este caso se ha seguido el procedimiento recogido en el Anejo 4 del presente estudio.

$$A = 11,8 \text{ km}^2$$

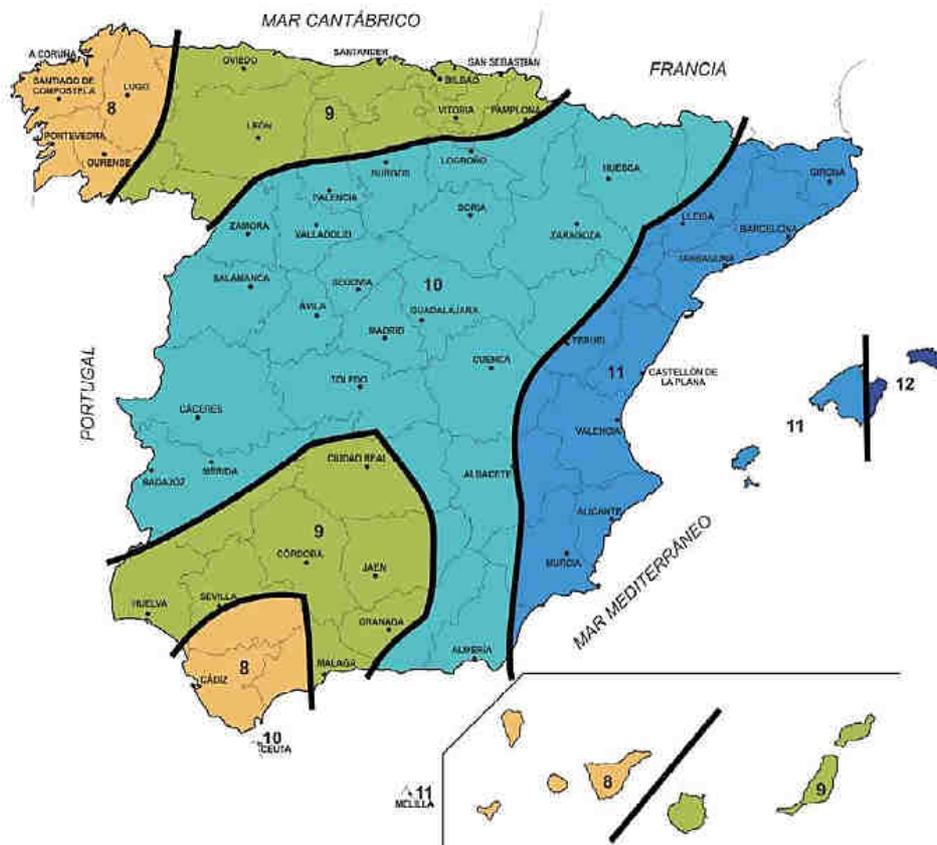
2.3. CÁLCULO DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

El cálculo se realizará mediante la formulación expresada a continuación de donde se pretende despejar I_t .



$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}}$$

- I_t/I_d (Índice de torrencialidad) = Obtenido gráficamente del siguiente mapa de isóclinas.



*Figura 20: Índice de torrencialidad en España.
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España*



Nuestra ubicación se encuentra entre el límite entre Asturias y Cantabria, por lo tanto se tomará como valor aproximado:

$$I/I_d = 8,5$$

En la fórmula inicial aparece “t” siendo el tiempo de concentración; es decir, el tiempo que tarda en llegar a la desembocadura una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca. Para calcular ese valor de tiempo de concentración se utiliza la siguiente expresión:

$$T_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{i^{0.25}} \right)^{0.76}$$

- L= Longitud del cauce (Km)
- Tc= Tiempo de concentración (h)
- I= pendiente del cauce

La pendiente se calculará como la diferencia de cotas entre los puntos inicial y final dividido entre la longitud total del cauce.

En este caso vamos a suponer que el río tiene una pendiente constante a lo largo de todo su recorrido, por lo tanto aproximaremos esa pendiente a la del tramo de estudio.

$$i = \frac{1260 - 259.50}{5883.25} = 0.17$$

$$T_c = 0.3 \times \left(\frac{5.883}{0.17^{0.25}} \right)^{0.76} = 1.61 \text{ horas}$$

Volviendo a la formulación de origen, I_d , es la intensidad diaria. Su cálculo se apoyará en el documento Máximas lluvias diarias en la España Peninsular (Publicación Ministerio de Fomento)

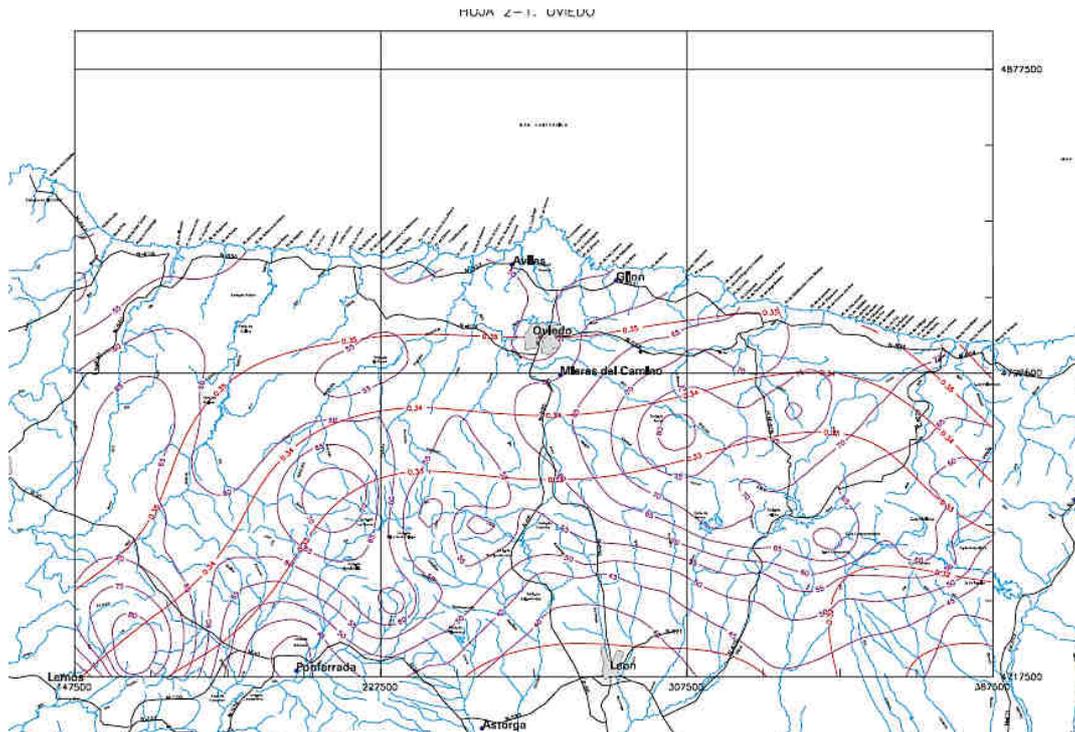


Figura 21: Máximas lluvias diarias en España.

Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España

El río Rumenes se encuentra comprendido entre las líneas 70 mm y 65 mm. Por lo tanto tomaremos un valor aproximado de 68 mm.

Por otro lado, el valor C_v (coeficiente de variación) que también se obtiene del mismo gráfico (línea roja) para el caso de estudio toma el valor comprendido entre 0,35 y 0,34. Tomaremos como aproximación un valor de 0,35.



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 2: Coeficiente de variación.

Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España



Si se entra en la tabla anterior con el valor de C_v y para un período de retorno en este estudio de 25 años, obtenemos un valor el cual se deberá multiplicar al valor de P_d obtenido (68mm) para así obtener el valor de P_d corregido.

$$P_d = 68 \times 1.732 = 117.776 \text{ mm}$$

$$I_d = \frac{P_d}{24} = \frac{117.776}{24} = 7.407 \text{ mm/h}$$

Volviendo a la formulación original y despejando el valor de I_t , se obtiene:

$$I_t = 7.407 \times ()^{-} = 48.35 \text{ mm/h}$$

2.4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad $I(T, tc)$ que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca. Se obtiene de la siguiente expresión:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_o} \right) - 1 \right] \times \left[\left(\frac{P_d}{P_o} \right) + 23 \right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_o} \right) + 11 \right]^2}$$

C es el coeficiente de escorrentía que será adimensional.

P_d es la precipitación máxima diaria calculada en el apartado anterior (se usará la corregida). P_o depende del tipo de suelo que haya en el estudio pertinente. Para su selección es necesario el uso de la siguiente tabla:



Tabla. Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (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
Rotación de cultivos pobres	>3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	>3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	>3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	>3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

1. N. DENOTA CULTIVO SEGÚN LAS CURVAS DE NIVEL.
R. DENOTA CULTIVO SEGÚN LA LÍNEA DE MÁXIMA PENDIENTE.
2. *: DENOTA QUE ESA PARTE DE CUENCA DEBE CONSIDERARSE INEXISTENTE A EFECTOS DE CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA.
3. LAS ZONAS ABALANCADAS SE INCLUIRÁN ENTRE LAS DE PENDIENTE MENOR DEL 3%.

Tabla 3: Estimación umbral de escorrentía.

Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España



Tabla. Clasificación de suelos a efectos del umbral de escorrentía				
GRUPO	INFILTRACIÓN (cuando están muy húmedos)	POTENCIA	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco- arcillo -limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el grupo D

Tabla 4: Clasificación de suelos según escorrentía.
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España

En el caso de estudio se trata con un terreno de masa forestal, muy espesa, cuyo tipo de suelo es el B con una infiltración moderada, ya que al tratarse principalmente de calizas, éstas en su desfragmentación generarán texturas arenosas. Se obtiene:

$$P_o = 47 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\left(\left(\frac{177.776}{47} - 1 \right) \times \left(\frac{177.776}{47} + 23 \right) \right)}{\left(\frac{177.776}{47} + 11 \right)^2} = \frac{74.511}{218.509} = 0.34$$

Por lo tanto para un período de retorno de 25 años:

$$Q' = \frac{I \times C \times A}{3.6} \times K = \frac{48.35 \times 0.34 \times 11.8}{3.6} \times 1.2 = 58.0.24 \text{ m}^3/\text{s}$$



Como T_c es menor de 6 horas no se deberá corregir por el factor de uniformidad f de Témez. No obstante si se debe aplicar el coeficiente de simultaneidad, ya que la cuenca vertiente es mayor de 1 Km².

$$F_s = 1 - \frac{\log(\text{área})}{15} = 1 - \frac{\log(11.8)}{15} = 0.9285$$

$$Q = Q' \times F_s = 58.024 \times 0.9285 = \mathbf{53.878 \text{ m}^3/\text{s}}$$



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



CAPÍTULO 8

CÁLCULO DE

LA PRESA

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El propósito del presente estudio es el aprovechamiento de las instalaciones actuales (descritas en el Capítulo 1 del presente estudio) lo máximo posible con el fin de poder obtener la mayor rentabilidad en cuanto a la amortización del aprovechamiento hidroeléctrico.

Es por ello que se mantendrá la estructura original de la presa incorporando modificaciones. Inicialmente la presa (Paramento = 2.8 m) tiene la captación provista de una reja, una antigua compuerta inexistente y una zona con una reja la cual servía para el alivio. Con el paso de los años se dejó la presa sin dichos accionamientos para el fluir del agua río abajo debido a que dejó de utilizarse el aprovechamiento para sus fines originarios.

Por lo tanto la idea principal es el aprovechamiento de la mayor parte de la presa y en los siguientes capítulos del presente estudio analizar las diferentes alternativas de conducción y turbinas para obtener el mejor rendimiento posible.

Para entender de manera previa los elementos que intervienen en la presa se presentan a continuación dos croquis:

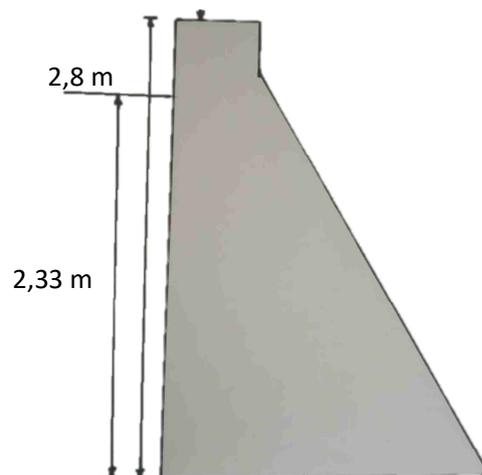
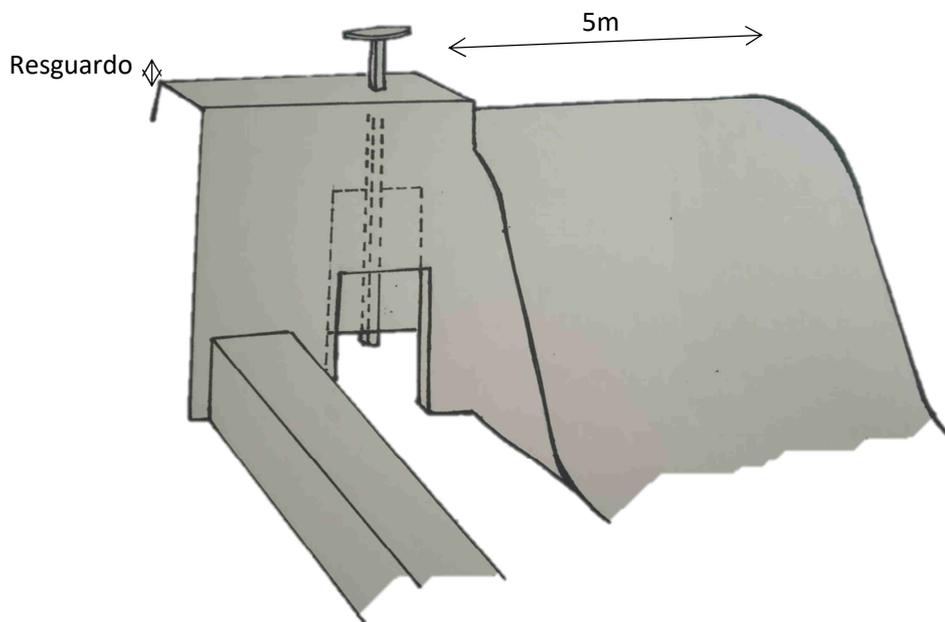


Figura 22: Perfil Actual.
Fuente: Marina Vallejo López

La propuesta que plantea el presente estudio es mantener la captación con la reja, instalar una compuerta nueva por la que se dejará paso al caudal ecológico del río y en la zona restante de 5 metros de longitud incorporar un aliviadero de perfil tipo WES el cual tendrá una altura de 2,33 m, que es el nivel del agua embalsada en condiciones ideales. Dicho perfil WES se implantará en la zona del río, la cual no es colindante al Parque Nacional de los Picos de Europa. Además se contemplarán pequeños resguardos en el paramento de la zona de estructura actual en la que no se hacen otras modificaciones con el fin de garantizar el desagüe únicamente a través del aliviadero.



*Figura 23: Croquis de la opción a diseñar.
Fuente: Marina Vallejo López*

2. PROCESO DE CÁLCULO

2.1. CALADO EN AVENIDA Y CAUDAL DESAGUADO.

Como se ha visto en el Capítulo anterior partimos de un caudal de avenida de $53.878 \text{ m}^3/\text{s}$. La longitud útil del aliviadero es de 5m.



$$Q_{desaguado} = C \times L \times H_o^{\frac{3}{2}}$$

- C = Coeficiente de desagüe del vertedero (m³/s)
- L = Longitud útil del aliviadero (m)
- H_o = Carga sobre la cresta del vertedero (m)

Al caudal desaguado obtenido mediante el Método Hidrometeorológico Racional se le restará el caudal incorporado en la captación y el caudal que se restituye al río a través de la compuerta.

Como tenemos 2 umbrales para el caudal de equipamiento cogemos el menor de ellos para estar del lado de la seguridad ya que así se tendrá en cuenta el máximo alivio en avenida.

$$Q_{desaguado\ real} = 53.878 - 0.3106 - 0.03698 = 53.53\ m^3/s$$

Para el cálculo del calado en avenida se usa la siguiente expresión:

$$Q_{desaguado} = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times A$$

- n = coeficiente de Manning
- R_h = Radio hidráulico (m)
- I = pendiente (mm/mm)
- A = área (m²)

$$53.53 = \frac{1}{0.030} \times \left(\frac{7.5 \times Y_o}{7.5 + 2 \times Y_o} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0.17^{\frac{1}{2}} \times 7.5 \times Y_o$$

$$Y_o = \mathbf{0.724\ m}$$

Según los datos que se disponen el agua embalsada alcanzará una cota en condiciones ideales de 2.33 m sobre el cauce. Por lo tanto una aproximación es colocar el aliviadero a esta cota y en la zona de no alivio contemplar la posibilidad de necesidad de añadir un pequeño resguardo al paramento. La sección aproximada en el paramento será:

$$A = 2.33 \times 7.5 = 17.47\ m^2$$

Mediante un cálculo auxiliar iterativo:

$$h_o = 2,9\ m$$



A h_o se le debe añadir la producida por la velocidad cinética de las aguas para después calcular la carga total sobre la cresta del vertedero.

$$h_a = \frac{va^2}{2 \times g} = \frac{Q^2}{A^2 \times 2 \times g} = \frac{53.53^2}{39,225^2 \times 2 \times 9.806} = 0,10 \text{ m}$$

A priori ha puede parecer elevado pero esto es debido a que el cauce es estrecho y las máximas avenidas se producen para épocas de lluvias y deshielos en zonas muy abruptas de alta montaña. Finalmente la sobreelevación será:

$$H_o = h_o + h_a = 2,9 + 0,1 = 3 \text{ m}$$

Otra de las variables que intervienen en el caudal desaguado por el aliviadero es el coeficiente de desagüe, que se calcula a partir de las siguientes tablas.

$$C = C_o \times \rho_1 \times \rho_2 \times \rho_3 \times \rho_4$$

- C_o es el coeficiente de gasto. Los demás parámetros serán iguales a la unidad ya que no hay influencia del paramento de aguas arriba porque no está inclinado y como se indica en el cálculo del cuenco amortiguador la altura de salida de vertedero se considera similar a la de aguas arriba.

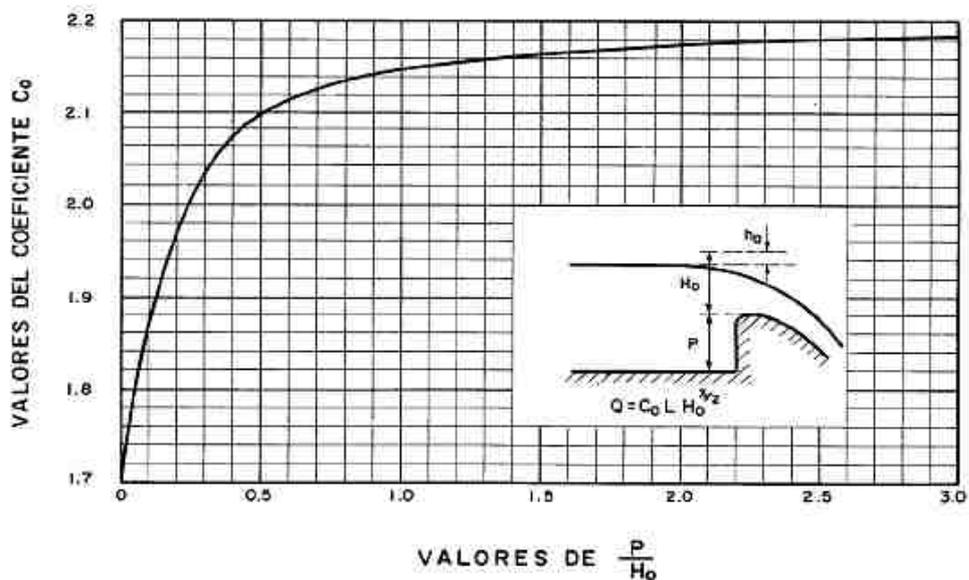


Figura 24: Obtención del Coeficiente de gasto.

Fuente: Ingeniería Hidráulica MICCP. Universidad de Cantabria

$$\frac{P}{h_0} = \frac{2.33}{3} = 0,777$$

$$C_0 = 2.138 \text{ m}^{(1/2)/\text{s}}$$

Por lo tanto el caudal desaguado por el aliviadero

$$Q_d = C \times L \times H_0^{\frac{3}{2}} = 2.138 \times 5 \times 3^{\frac{3}{2}} = 55,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y CUENCO AMORTIGUADOR. EL RESALTO HIDRÁULICO.

Por el vertedero desaguará un caudal que tendrá una energía la cual sino es disipada o amortiguada, puede llegar a producir importantes daños sobre el cauce, poniendo en peligro la estructura de la presa.

Dicha energía producida se puede disipar con la formación de un resalto hidráulico. Para ello se debe ejecutar un cuenco amortiguador. Aguas abajo al pie del paramento del aliviadero se comprobará si se cumplen las condiciones para resalto hidráulico. En este caso como tratamos de reducir la longitud del cuenco, con los datos estudiados plantearemos un cuenco con deflectores en el mismo. Las partes del mismo serán las siguientes:

2.2.1. Esquema de un cuenco amortiguador

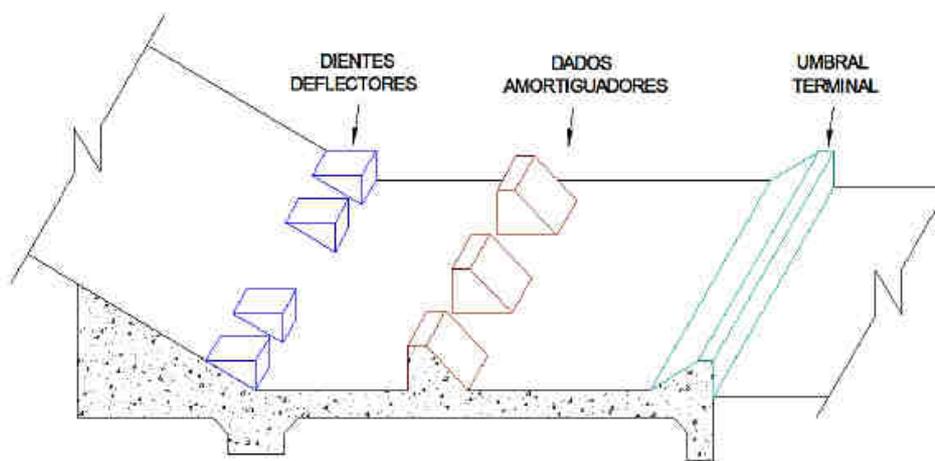




Figura 25: Cuenco amortiguador.

Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.

- Dientes deflectores: Dichos dientes se colocan a la entrada del estanque. Su labor es despedazar el chorro de manera que produce una turbulencia que es capaz de disipar la energía. Depende del tipo de cuenco podemos reducir longitudes del mismo de hasta el 70%.
- Dados amortiguadores: Se colocan en la parte media del estanque cuando es necesario aumentar aún más la turbulencia del flujo. Son recomendados para velocidades de flujo superiores a los 15 m/s.
- Umbral terminal: Colocados en la parte final del estanque. Su función es la de no dañar y erosionar la superficie del cauce aguas abajo.

Existen 3 tipos de amortiguadores siguiendo dicho procedimiento los cuales dependen del valor del número de Froude.

- TIPO I = $2.5 < FR1 < 4.5$ = Estanques con pendientes pronunciadas.
- TIPO II = $FR1 > 4.5$, $V < 15 \text{ m/s}$ = Estructuras con canal y vertederos pequeños.
- TIPO III = $FR1 > 4.5$; $V > 15 \text{ m/s}$ = Presas grandes o canales extensos.

2.2.2. Cálculo cuenco amortiguador

El primer valor que deberemos calcular es la profundidad del agua al pie del vertedero.

$$Y1 = \left(\frac{Eo}{3}\right) \times \left[1 - 2 \times \cos\left(60^\circ + \frac{\theta}{3}\right)\right]$$

Siendo:

$$\theta = \arccos(1 - 0.73 \times q^2 \times Eo^{-3}) = 56,35^\circ$$

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{53,53}{5} = 10,7$$

$$Eo = P' + Ho = 2.33 + 3 = 5.33 \text{ m}$$

- Eo = energía específica
- θ = ángulo de inclinación
- q = relación entre caudal desaguado total y longitud del vertedero



- P' = altura a la salida del vertedero. Para este estudio se considera igual que P aguas arriba.

$$Y1 = 1.08 \text{ m}$$

Una vez conocido el valor de $y1$, se calcula la velocidad a la entrada del cuenco y el número de Froude:

$$v1 = \frac{q}{y1} = \frac{10,7}{1,08} = 9,9 \text{ m/s}$$

$$F1 = \frac{v1}{\sqrt{g \times y1}} = 3.04$$

Por lo tanto la tipología elegida será: **TIPO I = 2.5 < FR1 < 4.5**

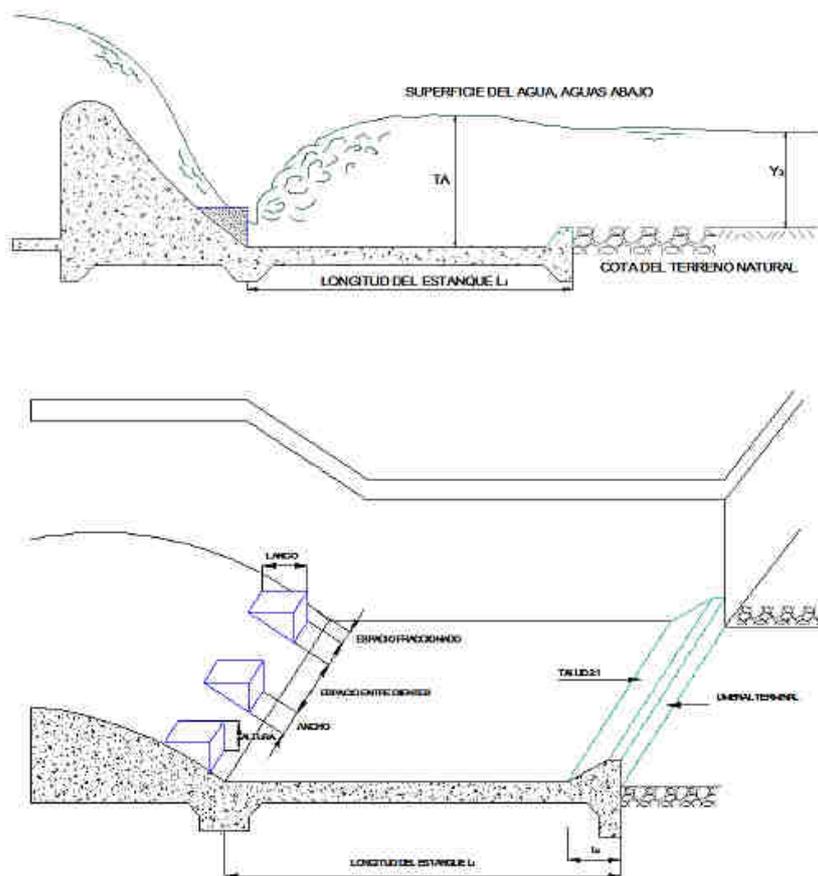


Figura 26: Cuenco amortiguador TIPO I.

Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.

Se calcula el valor del calado conjugado:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} x (\sqrt{1 + 8 x F_1^2} - 1) = \mathbf{4.1 \text{ m}}$$

- F_1 = Número de Froude al pie del vertedero.
- V_1 = Velocidad del flujo al pie del vertedero (m/s)
- y_1 = Profundidad de agua en el pie del vertedero (m)
- y_2 = Calado conjugado (m)

La longitud del cuenco amortiguador será:

$$L_c = y_2 x (1.5 + 1.768x Fr_1 - 0.471 x Fr_1^2) = \mathbf{10 \text{ m}}$$

El número de número de dientes de deflección se calcula a partir de la siguiente formula:

$$n = \frac{(b + 2.5 x y_1)}{3.5 x y_1} = \mathbf{2 \text{ dientes}}$$

- Dientes deflectores:

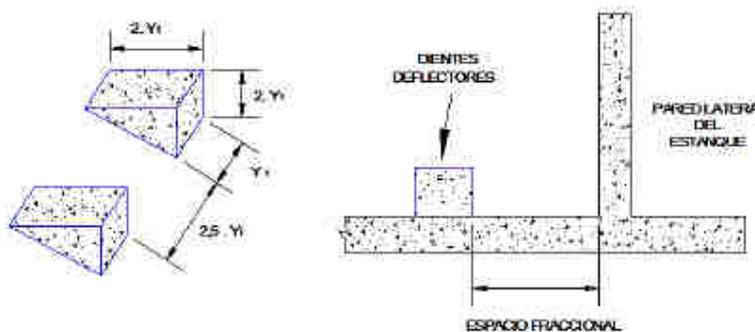


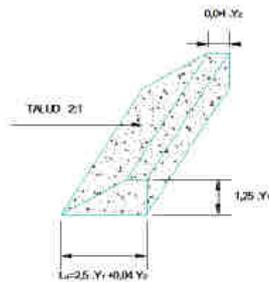
Figura 27: Esquema dientes deflectores.

Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.

ALTURA	2 Y1	2,16 m
ANCHO	Y1	1,08 m
LARGO	2Y1	2,16 m
ESPACIO ENTRE DIENTES	2.5 Y1	2,7 m

*Tabla 5: Diseño cuenco deflector.
Fuente: Cálculos Diseño TFM*

- Umbral terminal



*Figura 28: Umbral terminal del cuenco amortiguador.
Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.*

ANCHO	0.04 Y2	0.16 m (Despreciable)
ALTO	1.25 Y1	1.35 m
Lu	2.5 Y1 + 0.04 Y2	2,8 m

*Tabla 6: Diseño umbral terminal del cuenco.
Fuente: Cálculos Diseño TFM*

2.3. DEFINICIÓN PERFIL WES

El perfil de diseño en el estudio es de tipo WES. La forma de este tipo de perfil depende de:

- La carga hidráulica del vertedero.
- La forma del paramento de aguas arriba.

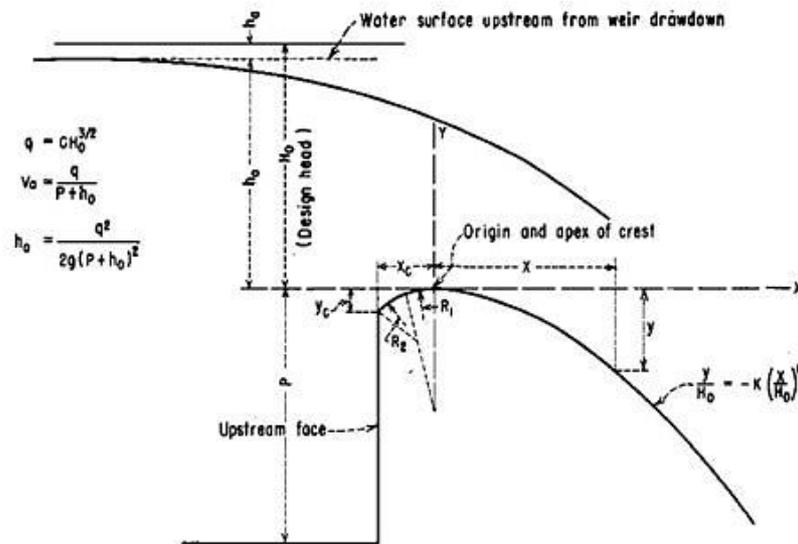


Figura 29: Perfil de diseño.

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>

2.3.1. Definición aguas abajo del perfil

La expresión general del perfil será la que se muestra a continuación de tal manera que permite calcular las coordenadas de cada punto aguas abajo del perfil.

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

K y n son constantes las cuales varían para las diferentes pendientes del paramento de aguas arriba del perfil de estudio. Su obtención se realiza mediante ábacos.

En el presente estudio se obtienen para valores del paramento vertical.

- Obtención parámetro K

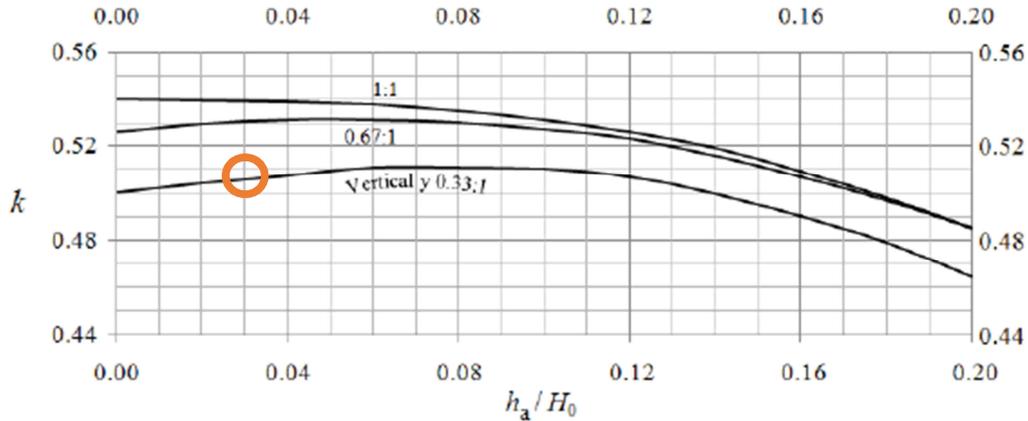


Figura 30: Parámetro K.

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>

$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{0.1}{3} = 0.03$$

$$K = 0.50$$

- Obtención del parámetro n

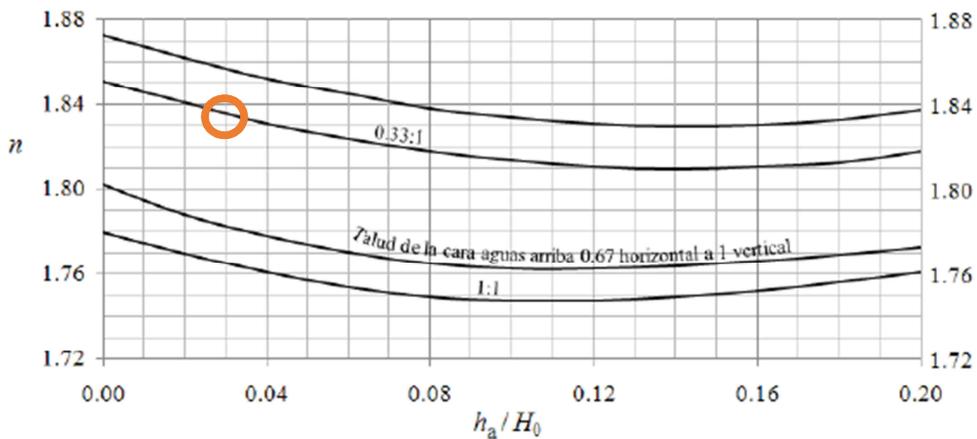


Figura 31: Parámetro n.

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>

$$n = 1.836$$

Obteniendo una expresión general:

$$\frac{y}{3} = -0.50 \left(\frac{x}{3}\right)^{1.836}$$

2.3.2. Definición aguas arriba del perfil

El perfil aguas arriba de la cresta se obtendrá mediante un método semigráfico. Para ello se calculan dos curvas tangentes entre sí y tangentes a la cresta del aliviadero.

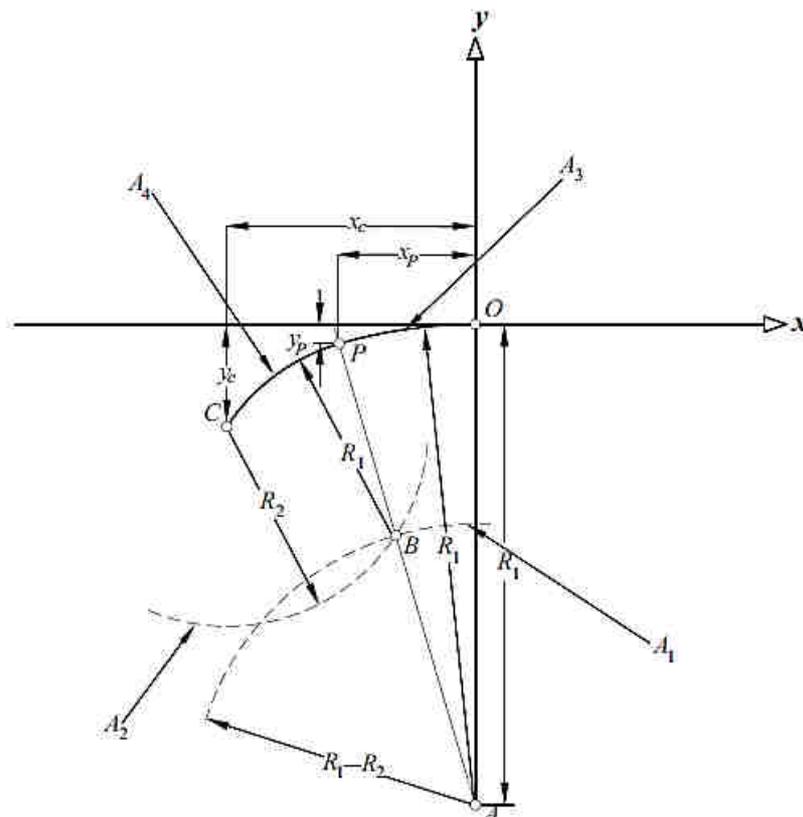


Figura 32: Definición del perfil aguas arriba.

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>

Para la obtención de los radios de diseño se utilizarán los ábacos que se presentan a continuación:

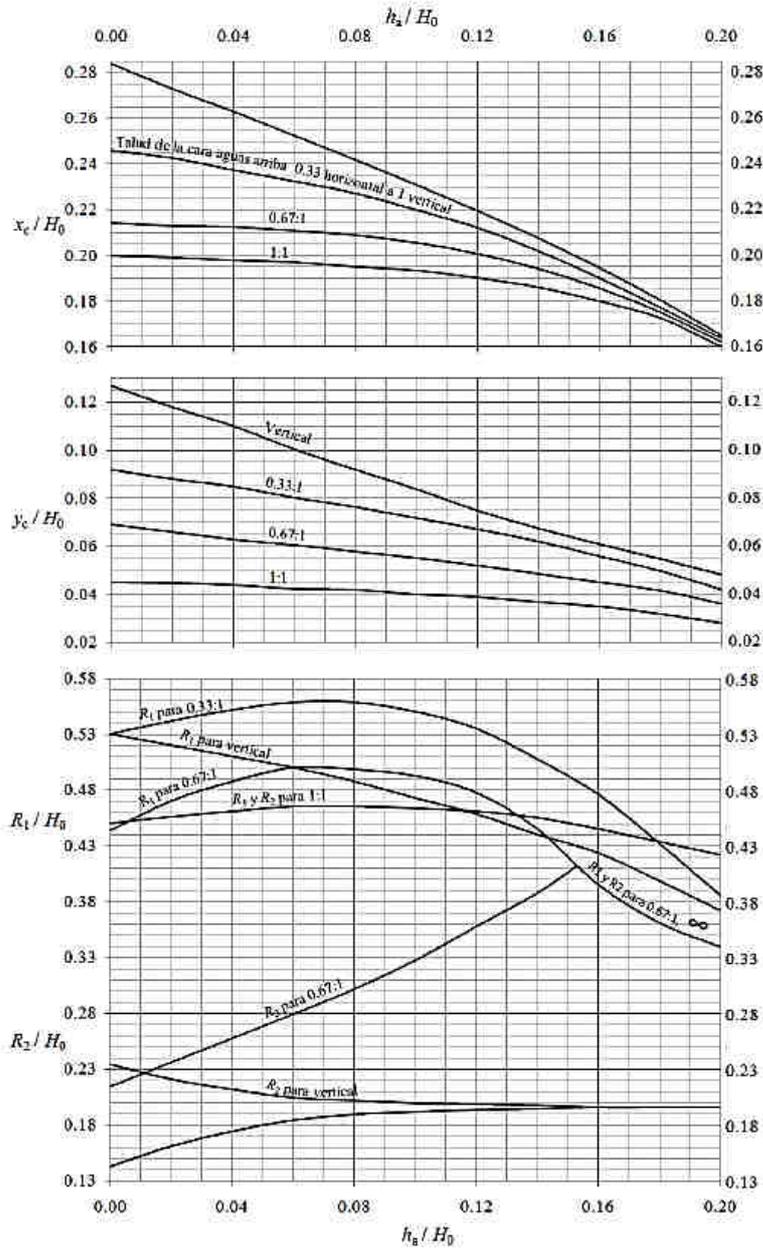


Figura 33: Obtención definición perfil aguas arriba.

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>



$$\frac{Xc}{Ho} = \frac{Xc}{3} = 0.24 ; Xc = 0.24 \times 3 = 0.72 \text{ m}$$

$$\frac{Yc}{Ho} = \frac{Yc}{3} = 0.11 ; Yc = 0.11 \times 3 = 0.33 \text{ m}$$

$$\frac{R1}{Ho} = \frac{R1}{3} = 0.352 ; R1 = 0.352 \times 3 = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{R2}{Ho} = \frac{R2}{3} = 0.22 ; R2 = 0.22 \times 3 = 0.66 \text{ m}$$

2.3.3. Definición aguas abajo del perfil

Aguas abajo se debe suprimir la arista viva del paramento de aliviadero con la solera del cuenco amortiguador. Para ello se debe diseñar de forma que exista un acurdo cónico entre ambos que será el siguiente:

$$R = 4 \times Y1$$

$$R = 4 \times 1,08 = 4,32 \text{ m}$$

2.3. COMPUERTA

Una compuerta es un dispositivo hidráulico mecánico que permite o impide el paso del flujo del agua.

El presente estudio se instalará una compuerta tipo “Stop Log” o de ataguía deslizante que permitirá el paso del caudal ecológico en todo momento.

Las dimensiones de dicha compuerta serán de 0,15 m de ancho y 0,5 m de alto y será de Acero Inoxidable.



Figura 34: Compuerta de ataguía deslizante.

Fuente: <http://www.orbinox.com/>

La decisión de que la compuerta no adquiriera una mayor altura es para evitar en casos de apertura total problemas de pandeo, ya que para erradicarlos sería necesario colocar unos grandes perfiles en doble T metálicos que supondrían un mayor coste económico y un impacto ambiental elevado en el entorno de la actuación.

Es decir queremos evitar la sobreelevación de la compuerta que se muestra a continuación:



Figura 35: Sobreelevación de la compuerta a evitar

Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Compuerta_hidr%C3%A1ulica#/media/Archivo:Iwabuchi_suimon_red.jpg

Además de evacuar constantemente el caudal ecológico que debe circular por el río, esta compuerta en casos excepcionales en los que por aspectos extremos se supere el caudal máximo de avenida y el aliviadero este en su capacidad máxima esta compuerta supondrá una evacuación extra de caudal que evitará que la prese se encuentre en condiciones extremas.

2.3.1. Comprobación de la Compuerta

Toda compuerta debe satisfacer una serie de requerimientos, en cuanto a velocidades y caudales.

El caudal desaguado por la compuerta será:

$$Q = V \times A = Cd \times A \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

- H medido sobre el centro del orificio.
- Cd: Coeficiente de Descarga
- g: Gravedad
- A: Área del orificio de la compuerta



Por tanto la velocidad de salida de la compuerta será:

$$V = C_d \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

El coeficiente de descarga se obtiene mediante la siguiente tabla:

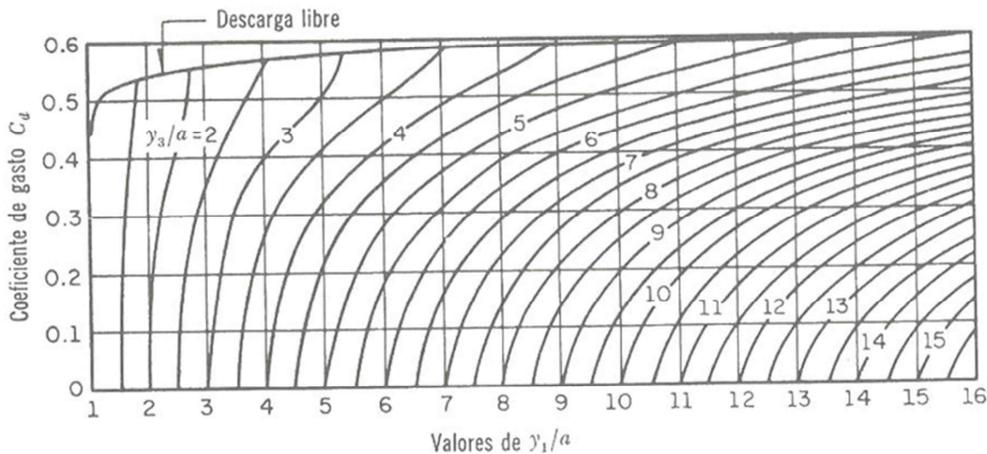


Figura 36: Coeficiente de descarga C_d

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-2-Coeficiente-de-gasto-de-una-compuerta-plana-vertical-en-descarga-sumergida-segun_fig2_301552933

Siendo:

$$\frac{y_1}{a} = \frac{2,33}{1,5} = 1,5$$

$$C_d = 0.6$$

$$V = 0,51 \times \sqrt{2 \times 9.806 \times 2.33} = 3,4 \text{ m}^2/\text{s}$$

Es recomendable para asegurar la correcta limpieza de los bolos arrastrados aguas arriba de la presa que dicha velocidad sea superior a 3 m/s (Ampliación de Ingeniería Hidráulica, Mención hidrología, Ingeniería Civil), como se ha comprobado se cumple dicho requisito.

El caudal máximo de evacuación será:

$$Q = V \times A = 3,4 \times 0,15 \times 0,5 = 0,255 \text{ m}^3/\text{s}$$



Por consecuencia queda comprobado que en dicha situación se elimina el Q ecológico.

La apertura de la compuerta para la evacuación del caudal ecológico es:

$$Q_{ecológico} = V \times A$$

$$A = 0,011 \text{ m}^2$$

$$H \text{ apertura} = \mathbf{7,5 \text{ cm}}$$

Además se debe comprobar que la compuerta se capaz de desaguar el caudal ecológico en caso de caudales bajos en el río.

$$Q = V \times A = Cd \times A \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

$$0,03698 = 0,51 \times 0,15 \times 0,5 \times \sqrt{2 \times 9,806 \times H}$$

$$H = 5 \text{ cm}$$

Por lo tanto la compuerta cumple el desagüe del caudal ecológico para períodos de estiaje.



CAPÍTULO 9

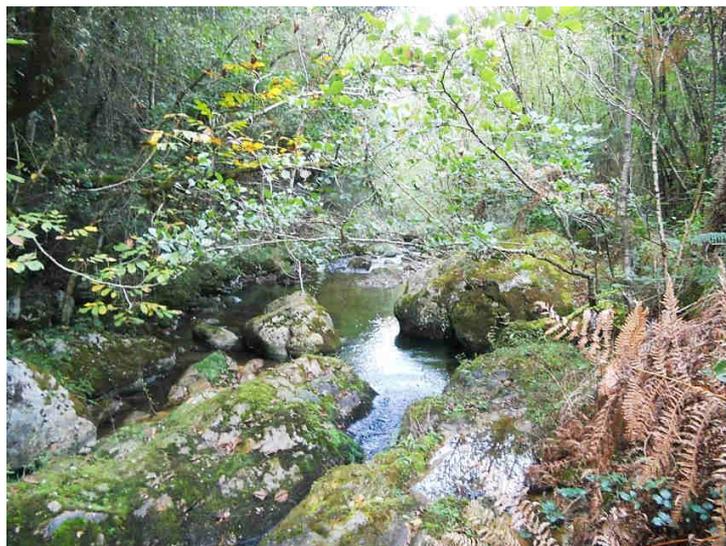
CÁLCULO CANAL Y CONDUCCIÓN



Normalmente un aprovechamiento hidráulico con presa de derivación después de la toma tiene un canal de derivación con un último tramo en tubería forzada hasta la casa de máquinas. Esto suele ser así debido a que se minimizan las pérdidas en canal frente tubería forzada, lo que permite obtener un mayor salto neto.

En este caso, el transporte de las aguas las verificaremos en conducción forzada desde la presa, por la imposibilidad económica que supondría verificar un canal para desde el mismo bajar la tubería forzada, teniendo en cuenta el pequeño rendimiento de la instalación sería excesivo el gasto que representa para la construcción del canal: perforar la roca, hacer túneles y otras obras a las que obligaría la topografía escabrosa del terreno.

Por tanto, aunque la tubería forzada tiene una pérdida de carga tan grande, debido no solamente a los cambios de pendientes sino también al gran número de curvas y contracurvas en su trazado horizontal, se prefiere la forma de conducción forzada desde la presa por suponer un coste económico muy inferior.



*Figura 37: Justificación imposibilidad de canal.
Fuente: Visita a campo.*

1. ESTUDIO TEÓRICO EN TUBERÍA FORZADA

1.1. CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS EN PRESIÓN.

La energía contenida en un fluido incomprensible que circula en el interior de una conducción cerrada viene dada por la ecuación de Bernoulli:



$$H = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli a un fluido real en dos posiciones de su recorrido a lo largo de un conducto cerrado:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

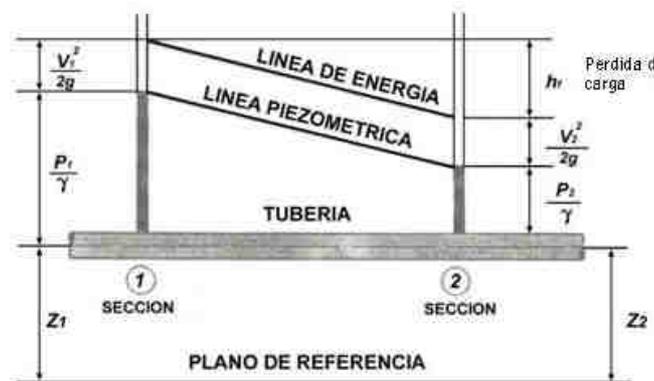


Figura 38: Esquema aplicación trinomio de Bernoulli

Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria

1.2. PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN (h_f).

En este caso la pérdida de carga por fricción será obtenida mediante la fórmula empírica de Manning que corresponde a la siguiente expresión:

$$h_f = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L$$

n: Coeficiente de fricción de Manning

V: velocidad del flujo en la sección

R: Radio hidráulico de la sección

L: Longitud del tramo de tubería



Un flujo circulando en una conducción, con sus entradas, codos, válvulas y demás accesorios, experimenta, además de las pérdidas por fricción, las pérdidas localizadas (h_L). En una primera instancia estas pérdidas serán despreciadas.

Para el cálculo se obtendrá el valor del coeficiente de fricción de Manning de acuerdo a la siguiente tabla:

Acero	0,012
Fundición	0,014
Vidrio	0,010
Cemento	0,011
Mortero	0,013
Hormigón	0,013
Cerámico	0,014
Ladrillo	0,015
Manpostería	0,025

Tabla 7: Coeficientes de rugosidad

*Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP. ETSI Caminos, Canales y Puertos.
Universidad de Cantabria*

2. ALTERNATIVAS EN LA CONDUCCIÓN

1.1. ALTERNATIVA 1

La primera alternativa consiste en la evaluación de la tubería de hormigón y como se encuentra por diseño en la actualidad. Dicha tubería consta de 2 tramos antes de un dispositivo de “decantación- limpieza”, 2 tramos desde este último dispositivo hasta la cámara de carga y un último tramo de tubería forzada hasta la turbina dispuesta en la casa de máquinas.

A continuación en la siguiente tabla se presentan las características de diseño de cada tramo.

Se ha de indicar, que en dicho caso se tienen en cuenta valores elevados del coeficiente de Manning para el material de la obra ejecutada ya que se encuentra en condiciones de cierto desgaste debido al paso de los años desde su colocación.



TRAMO	L (m)	I (m/m)	D (mm)	TIPO	n
1	91,05	0,022	400	HA	0,015
2	38,25	0,066	400	HA	0,015
3	26,5	0,0017	400	HA	0,015
4	215,95	0,0016	500	HA	0,015
5	45	0,015	440	Hierro	0,012

Tabla 8: Alternativa 1
Fuente: Cálculos diseño TFM.

“I” es la pendiente de la tubería existente en el peticionario original. Como la intención de este estudio es alterar lo menos posible el entorno aprovecharemos dichas cotas siempre y cuando sea posible.

Tras la realización de las diversas iteraciones se ha obtenido un resultado óptimo límite para un caudal de:

$$Q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho resultado se encuentra comprendido entre los dos caudales teóricos de equipamiento, por lo tanto es un resultado coherente ya que nos asegura alcanzar un buen rendimiento de la instalación.

Desarrollando individualmente los tramos se obtienen las siguientes pérdidas individuales:

- TRAMO 1

$$h_1 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,015^2 \cdot 0,325^2}{\left(\frac{0,40}{4} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} \right)^2} \right) 91,05 = 2,952 \text{ m}$$

- TRAMO 2

$$h_2 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,015^2 \cdot 0,325^2}{\left(\frac{0,40}{4} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} \right)^2} \right) 38,25 = 1,240 \text{ m}$$



- TRAMO 3

$$h_3 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,015^2 \cdot 0,325^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 26,5 = 0,859m$$

- TRAMO 4

$$h_4 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,015^2 \cdot 0,325^2}{\left(\frac{0,50}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}\right)^2} \right) 215,95 = 2,130m$$

- TRAMO 5

$$h_5 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,015^2 \cdot 0,325^2}{\left(\frac{0,44}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,44^2}{4}\right)^2} \right) 45 = 0,878m$$

Además, se ha de tener en cuenta que las diferentes tuberías en planta no son totalmente rectas, sino que siguen trayectorias curvas, por lo tanto se deberá tener en consideración dichos acuerdos formando parte de pérdidas adicionales. Para la evaluación de los mismos se debe tener en cuenta la siguiente formulación:

$$K' = \left(\frac{\alpha}{90^\circ} \right) K$$

r/D	0,1	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
K	0.09	0.11	0.2	0.31	0.47	0.69	1	1.4

Tabla 9: Trayectorias curvas de la conducción
Fuente: *Peticionario original Año 1932.*



Para el caso concreto que atañe al presente estudio, se obtiene:

	r/D	K	K'
Tramo 1	0,521	0,223	0,074
Tramo 2	0,922	1,080	0,619
Tramo 3	0,907	1	0,556
Tramo 4	0,383	0,147	0,037
Tramo 5	0,487	0,287	0,092

Tabla 10: Trayectorias en planta de la conducción.

Fuente: Cálculos diseño TFM.

Teniendo en cuenta los resultados anteriores y junto con las cotas de cada tramo, para el caudal obtenido de 0,325 m³/s se comprueban las presiones, que son las recogidas a continuación:

PK	COTAS	SOLUCIONES POR TRAMOS		
PRESA	261,83	TRAMO 1	P/GAMMA	0,014
10	257,83	TRAMO 2	P/GAMMA	0,738
12	255,31	TRAMO 3	P/GAMMA	1,656
14	253,56	TRAMO 4	P/GAMMA	1,927
21	251,205	TRAMO 5	P/GAMMA	9,761
25	242,4			

Tabla 11: Cotas y presiones conducción. Alternativa 1.

Fuente: Cálculos diseño TFM.

Dichas cotas y presiones serán representadas con sus correspondientes líneas de energía y presión en el Bloque 2: Capítulo 12 “Planos del Salto Hidráulico” del presente documento.

1.2. ALTERNATIVA 2

La siguiente alternativa a analizar consistirá en la restitución de la tubería que se encuentra en la actualidad en el emplazamiento por tramos de nueva tubería. El fin de esta alternativa es disminuir los coeficientes de rozamiento debido a una menor rugosidad de la tubería.

Esto a su vez, considerará un coste económico, por lo tanto en anejos posteriores se tratará de manera más exhaustiva su viabilidad económica. Desde un punto de vista técnico se presentan los resultados con un tratamiento similar al anterior.



Lo primero de todo será restituir los valores del coeficiente de Manning utilizados, por lo tanto estas serán las nuevas características:

TRAMO	L (m)	I (m/m)	D (mm)	TIPO	n
1	91,05	0,022	400	HA	0,013
2	38,25	0,066	400	HA	0,013
3	26,5	0,0017	400	HA	0,013
4	215,95	0,0016	500	HA	0,013
5	45	0,015	440	Hierro	0,012

Tabla 12: Alternativa 2
Fuente: Cálculos diseño TFM.

Tras la realización de las diversas iteraciones se ha obtenido un resultado óptimo límite para un caudal de:

$$Q = 0,365 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho caudal comparado con la alternativa 1 permite un aprovechamiento mayor, 40 l/s. Por lo tanto desde un punto de vista técnico-teórico es un resultado más provechoso.

De igual manera que en el caso anterior, el estudio por tramos es el siguiente:

- TRAMO 1

$$h_1 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,013^2 \cdot 0,365^2}{\left(\frac{0,40}{4} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} \right)^2} \right) 91,05 = 2,797m$$

- TRAMO 2

$$h_2 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,013^2 \cdot 0,365^2}{\left(\frac{0,40}{4} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} \right)^2} \right) 38,25 = 1,175m$$



- TRAMO 3

$$h_3 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,013^2 0,365^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 26,5 = 0,814m$$

- TRAMO 4

$$h_4 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,013^2 0,365^2}{\left(\frac{0,50}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}\right)^2} \right) 215,95 = 2,018m$$

- TRAMO 5

$$h_5 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,012^2 0,365^2}{\left(\frac{0,44}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,44^2}{4}\right)^2} \right) 45 = 0,708m$$

La presente alternativa mantiene los mismos ángulos en planta, ya que el diseño se mantiene ya que está totalmente adaptado a la disposición abrupta de la zona y permite una menor alteración de la zona de estudio colindante al Parque Picos de Europa.

Por lo tanto, la comprobación de las presiones da como resultado:

SOLUCIONES POR TRAMOS		
TRAMO 1	P/GAMMA	0,080
TRAMO 2	P/GAMMA	0,870
TRAMO 3	P/GAMMA	1,921
TRAMO 4	P/GAMMA	2,268
TRAMO 5	P/GAMMA	10,247

Tabla 13: Cotas y presiones conducción. Alternativa 2.

Fuente: Cálculos diseño TFM.

Dichas cotas y presiones serán representadas con sus correspondientes líneas de energía y presión en el Bloque 2: Capítulo12 “Planos del Salto Hidráulico” del presente documento.

1.3. ALTERNATIVA 3

Una vez analizadas las alternativas 1 y 2, las cuales son en cierto modo tradicionales estudiaremos 2 opciones más innovadoras siendo una de ellas la alternativa presente, que consistirá en la restitución de la tubería actual por otra tubería de hierro fundido dúctil con bloqueo articulado.

Dicho tipo de tubería es el componente principal en el método alemán para minicentrales hidráulicas. Mediante el mismo se mejora tanto cualitativa como cuantitativamente la construcción de sistemas hidráulicos a presión, siendo particularmente útil para el caso de las tuberías forzadas para centrales hidroeléctricas.

Este material tiene características mecánicas similares a las del acero y soporta altas presiones con alto coeficiente de seguridad. Exteriormente se recubre de diferentes materiales dependiendo de las características del medio donde se vaya a establecer. Su revestimiento interior es de mortero centrifugado con máxima resistencia a la abrasión y con baja rugosidad siendo su coeficiente de Manning de 0,011, soportando hasta 100 bares de presión.



Figura 39: Tubería de hierro fundido dúctil con bloqueo articulado.

Fuente: https://construtec.com/wp-content/uploads/2018/05/Construtec_Catalogo_Corporativo_2018.pdf.



Además es un sistema que no precisa de importantes soldaduras, por lo tanto se minimizan los problemas de concentradores de tensiones. El material gracias a su flexibilidad permite deflexión angular. Cabe destacar su rápida puesta en obra, pudiéndose llegar a colocar 200 metros al día por brigada, no necesitando la misma una amplia cualificación.

Las nuevas características para la evaluación de la alternativa serán:

TRAMO	L (m)	I (m/m)	D (mm)	TIPO	n
1	91,05	0,022	400	BLS	0,011
2	38,25	0,066	400	BLS	0,011
3	26,5	0,0017	400	BLS	0,011
4	215,95	0,0016	500	BLS	0,011
5	45	0,015	440	BLS	0,011

*Tabla 14: Alternativa 3
Fuente: Cálculos diseño TFM.*

Una vez realizado el mismo proceso iterativo el caudal resultante será:

$$Q = 0,420 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho caudal es similar al caudal de equipamiento Q80, por lo tanto desde el punto de vista de viabilidad técnica, dicho material es una buena alternativa. Además en este primer planteamiento supondría un aprovechamiento de 55 litros/seg respecto de la alternativa 2, alcanzando los 95 litros/seg de diferencia de aprovechamiento respecto de la alternativa 1.

A continuación del mismo modo que es los casos anteriores se presentan las pérdidas registradas por tramos. Como el diseño en planta se sigue manteniendo respecto al original, entonces las pérdidas ocasionadas por los cambios de dirección seguirán siendo similares.

- TRAMO 1

$$h_1 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,011^2 \cdot 0,420^2}{\left(\frac{0,40}{4} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} \right)^2} \right) 91,05 = 2,651 \text{ m}$$



- TRAMO 2

$$h_2 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,011^2 0,420^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 38,25 = 1,114m$$

- TRAMO 3

$$h_3 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,011^2 0,420^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 26,5 = 0,772m$$

- TRAMO 4

$$h_4 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,011^2 0,420^2}{\left(\frac{0,50}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}\right)^2} \right) 215,95 = 1,913m$$

- TRAMO 5

$$h_5 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,011^2 0,420^2}{\left(\frac{0,44}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,44^2}{4}\right)^2} \right) 45 = 0,788m$$

A modo de resumen las presiones para el caudal obtenido y el diseño estudiado son:

SOLUCIONES POR TRAMOS		
TRAMO 1	P/GAMMA	0,086
TRAMO 2	P/GAMMA	0,937
TRAMO 3	P/GAMMA	2,170
TRAMO 4	P/GAMMA	2,565
TRAMO 5	P/GAMMA	10,426

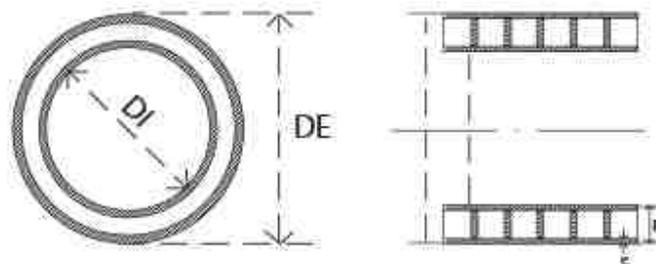
*Tabla 15: Cotas y presiones conducción. Alternativa 3.
Fuente: Cálculos diseño TFM.*

Dichas cotas y presiones serán representadas con sus correspondientes líneas de energía y presión en el Bloque 2: Capítulo 12 “Planos del Salto Hidráulico” del presente documento.

1.4. ALTERNATIVA 4

La presente alternativa adquiere también un carácter bastante innovador en el mundo de las minicentrales hidroeléctricas en la última década. Se trata de las Tuberías estructuradas HPDE de doble pared. Estas tuberías son fabricadas de Polietileno de Alta Densidad, de pared doble, constando de una superficie interior lisa. Adquiere las características propias de una tubería de polietileno de pared sólida equivalente pero con importantes ahorros debido a su menor peso y fácil ejecución.

El perfil utilizado para la fabricación de las tuberías estructuradas de HDPE doble pared, corresponde al tipo A2 de la norma EN 13476 – 2, siendo un perfil rectangular hueco, que luego se va fusionando en forma espiralada para formar el tubo de doble pared lisa interior



*Figura 40: Tubería de Polietileno de Alta Densidad. Alternativa 4.
Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP*

Dentro de sus principales características se ha de resaltar por su importante relevancia en este estudio las siguientes:

- Vida útil de 50 años siempre que se encuentre en condiciones externas, en situación enterrada puede aumentar su vida útil.
- Gran flexibilidad que le permite una gran adaptabilidad a terrenos abruptos
- Alta resistencia al impacto, incrustaciones...



- Muy buena capacidad hidráulica, consiguiendo un coeficiente de Manning con valor $n= 0,010$

En esta última década se han utilizado en numerosos empleos como bien puede ser: colectores de aguas de lluvias, alcantarillas viales, entubamiento de los canales de riego, aducciones de centrales hidroeléctricas, etcétera.

Es habitual, para una mayor adaptabilidad, el uso de tuberías corrugadas de HDPE corrugadas exteriormente o incluso exterior e interiormente, con diámetros comprendidos entre 63 y 1000 mm, lo cual satisface claramente las necesidades en este estudio. Además se prevee el estudio de la adaptabilidad del ultimo tramo de tubería al terreno, como una alternativa al diseño actual, lo cual es viable con el polietileno de alta densidad.

Por lo tanto se obtendrán una nuevas características que son las que quedan presentadas a continuación:

TRAMO	L (m)	I (m/m)	D (mm)	TIPO	n
1	91,05	0,022	400	HPDE	0,010
2	38,25	0,066	400	HPDE	0,010
3	26,5	0,0017	400	HPDE	0,010
4	215,95	0,0016	500	HPDE	0,010
5	45	0,015	440	HPDE	0,010

*Tabla 16: Alternativa 4
Fuente: Cálculos diseño TFM.*

Considerando de nuevo un proceso iterativo, se obtiene un caudal límite

$$Q= 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Quedando superado el caudal de equipamiento Q80 por lo que lo propio será restringir el caudal al respectivo de equipamiento Q80 para esta alternativa reduciendose de manera más significativa las pérdidas por tramo.

Considerando lo anterior estamos del lado de la seguridad, y los resultados por tramos obtenidos son los siguientes:



- TRAMO 1

$$h_1 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,010^2 \cdot 0,414^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 91,05 = 2,129m$$

- TRAMO 2

$$h_2 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,010^2 \cdot 0,414^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 38,25 = 0,894m$$

- TRAMO 3

$$h_3 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,010^2 \cdot 0,414^2}{\left(\frac{0,40}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)^2} \right) 26,5 = 0,620m$$

- TRAMO 4

$$h_4 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,010^2 \cdot 0,414^2}{\left(\frac{0,50}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}\right)^2} \right) 215,95 = 1,536m$$

- TRAMO 5

$$h_5 = \left(\frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L = \left(\frac{n^2 Q^2}{R^{\frac{4}{3}} A^2} \right) L = \left(\frac{0,010^2 \cdot 0,414^2}{\left(\frac{0,44}{4}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,44^2}{4}\right)^2} \right) 45 = 0,633m$$



Las presiones obtenidas para este cálculo, también del lado de la seguridad, serán las siguientes

SOLUCIONES POR TRAMOS		
TRAMO 1	P/GAMMA	0,625
TRAMO 2	P/GAMMA	1,695
TRAMO 3	P/GAMMA	3,064
TRAMO 4	P/GAMMA	3,842
TRAMO 5	P/GAMMA	11,863

Tabla 17: Cotas y presiones conducción. Alternativa 4.

Fuente: Cálculos diseño TFM.

Dichas presiones serán representadas con sus correspondientes líneas de energía y presión en el Bloque 2: Capítulo12 “Planos del Salto Hidráulico” del presente documento.



CAPÍTULO 10

EDIFICIO DE LA CENTRAL SELECCIÓN DE TURNINA



El edificio de la central o también conocido como casa de máquinas, es un edificio el cual puede ser subterráneo o exterior, pudiéndose localizar el mismo en la presa, al pie de la misma o separado de ésta.

En este edificio se intalan las partes fundamentales del grupo electromecánico siendo éstos, la turbina, el generador, la sala de mandos y otros. Es fundamental garantizar la accesibilidad a este edificio ya que se debe trasladar hasta el mismo maquinaria pesada, es decir, turbina, generados, alternador...

A la entrada de la casa de máquinas se debe colocar una válvula de tal manera que se garantice el aislamiento de la turbina en caso de parada. Generalmente las válvulas esféricas ofrecen una mayor fiabilidad frente a las de compuerta, pero a su vez incorporan una gran pérdida de carga. Las de compuerta nos garantizan no influir cuando están totalmente abiertas y no nos producen las elevadas pérdidas de carga.

El grupo electromecánico se basa en dos partes que son móviles; la primera de ella es el rodete de la turbina y la segunda el rotor del alternador. Tanto rodete como rotor se encuentran conectados en el mismo eje. Existe la posibilidad de instalar varios grupos electromecánicos en una casa de máquinas pero en este caso al tener unos caudales muy bajos en estiaje a priori sería una desventaja económica, por lo tanto como se busca la mejor rentabilidad solo se colocará un único grupo electromecánico.

1. TIPOLOGÍA DE TURBINAS

La turbina hidráulica es fundamental para garantizar la transformación de la energía hidráulica en mecánica de rotación, la cual será encargada de procurar el movimiento del generador eléctrico.

El dimensionamiento de la turbina se caracteriza por el caudal Q y la altura de salto o de caída H .

En la actualidad existen numeros tipos de turbinas. Por una parte están las turbinas de acción, que son aquellas en las que no se produce un cambio de presión en el rodete siendo la Pelton, Turgo y Cross Flow o también conocida como Ossberger o Banki. Por otro lado están las turbinas de reacción en las que el fluido sufre un cambio importante de presión tras su paso por el rodete. En este último grupo se incluyen las turbinas Francis, Kaplan y Bulbo.

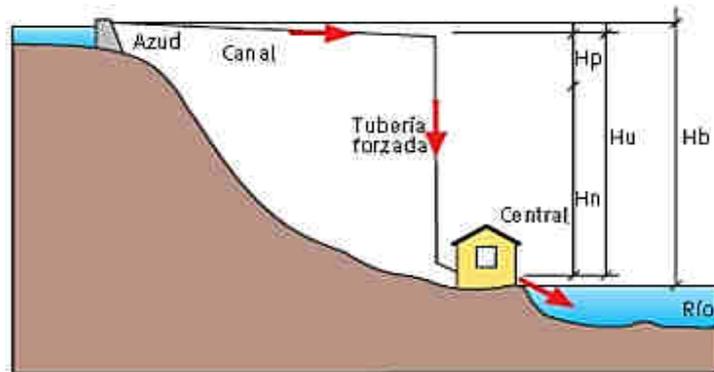
De todas las turbinas anteriores las más usadas a lo largo del tiempo son la Pelton, Kaplan y Francis. Además la turbina Cross Flow está empezando a ser una alternativa fuerte en el caso de pequeños salos hidroeléctricos.

2. SELECCIÓN DE LA TURBINA POR ALTERNATIVA

Para la selección de la turbina en cada una de las alternativas necesitamos para las mismas conocer en cada situación su salto neto y su caudal de diseño.

La altura del salto en un aprovechamiento hace que se distingan diferentes conceptos:

- **Salto bruto (H_b)** = Es la diferencia de niveles de energía entre el final del remanso creado por la toma y el punto en que el agua se integra al río.
- **Salto bruto útil (H_{bu})** = Diferencia de niveles de energía entre la superficie libre que existía antes de las turbinas y la que haya inmediatamente después.
- **Salto neto (H_n)** = Altura de agua disponible realmente en la turbina. Resultado de restar al salto bruto útil las pérdidas de carga experimentadas por el fluido.



*Figura 41: Altura de salto en un aprovechamiento hidráulico
Fuente: Minihidráulica en el País Vasco. Ente Vasco de la Energía.*

ALTERNATIVA	H_{bu} (m)	AH (m)	H_n (m)
1	22.63	9.437	13.193
2	22.63	8.89	13.74
3	22.63	8.564	14.06
4	22.63	7.19	15.44

*Tabla 18: Saltos por alternativa.
Fuente: Cálculos diseño TFM*



Nota: En las pérdidas de carga se incluyen las pérdidas producidas por el diseño no recto de la tubería. Mediante los saltos netos y los caudales se utiliza el siguiente gráfico con el que obtendremos el tipo de turbina necesario en cada caso:

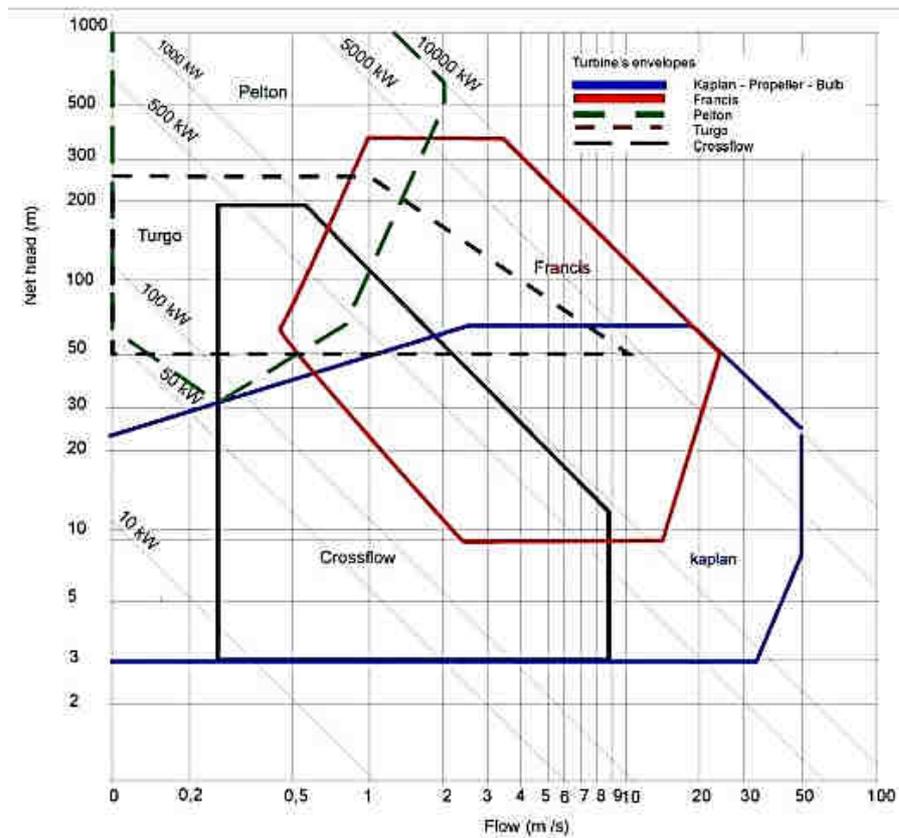


Figura 42: Diagrama para la selección de turbina.

Fuente: <https://www.pumpfundamentals.com/images/turbine%20selection%20chart.jpg>

ALTERNATIVA	Hn (m)	Q (m ³ /s)	TURBINA
1	13.193	0.325	CROSS- FLOW
2	13.74	0.365	CROSS- FLOW
3	14.06	0.420	CROSS- FLOW
4	15.44	0.420	CROSS- FLOW

Tabla 19: Selección de turbina por alternativa.

Fuente: Cálculos diseño TFM

3. TURBINA CROSS FLOW

Las turbinas cross flow o de eje transversal se diseñan según la tecnología de turbinas Ossberger. Este tipo de turbinas ofrece una larga vida útil sin apenas tener que realizar mantenimientos. Además su versatilidad hace que sea una de las mejores turbinas para sistemas de agua potable, evitando que se produzca el golpe de ariete y sin afectar a la calidad de las aguas.



Figura 43: Turbina Cross Flow

Fuente: <http://www.kisiizihospital.org.ug/wp-content/uploads/files/2013/01/Ossberger-turbine.jpeg>

Dichas turbinas tienen una baja velocidad específica. El flujo de agua entra por el tubo de entrada, el cual es regulado por una serie de álabes guía hasta alcanzar el rodete de la turbina. El agua sale del rodete por el lado opuesto del mismo y finalmente es liberada a través de un tubo de aspiración y restituida al río.

En caso de caudales variables se hace un diseño de dos cámaras en la turbina. La más estrecha trabaja para caudales pequeños y las dos en conjunto cuando los caudales crecen. Con solo el 6% del caudal de diseño la turbina es capaz de ponerse en marcha.

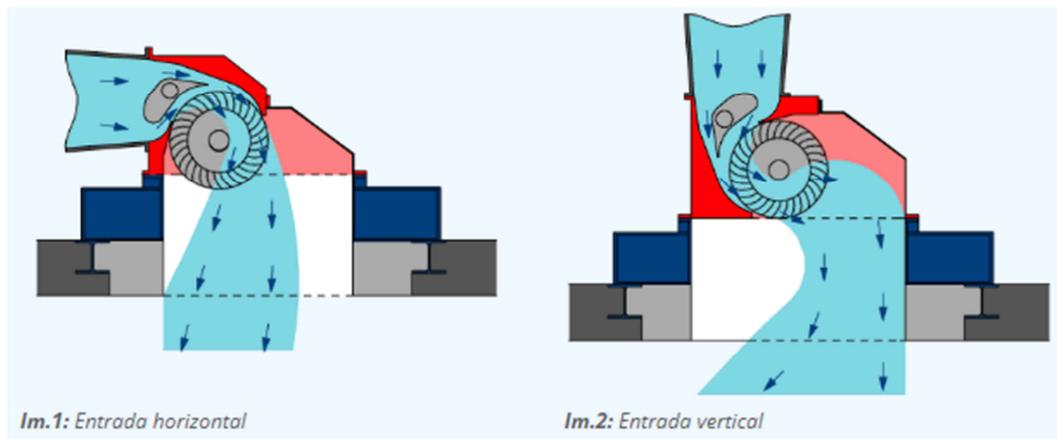


Figura 44: Funcionamiento turbina Cross Flow
Fuente: <http://cink-hydro-energy.com/es/turbinas-crossflow/>

Además el flujo de agua que entra en los rodets produce una autolimpieza, empujando la suciedad hacia las zonas inferiores a causa del propio movimiento, es por esto que se reduce su mantenimiento.

Su aplicación alcanza rangos de entre 10 y 7000 KW/ unidad para saltos comprendidos entre 5 y 200 metros. Es por esto que uno de sus usos más usuales es en el caso de minicentrales para electrificación de zonas aisladas.

Sus ventajas principales además de las mencionadas a lo largo de este epígrafe es su fácil montaje e instalación acompañados de una mínima obra civil.

4. DIMENSIONAMIENTO DE LA TURBINA POR ALTERNATIVA

4.1. PROCESO DE CÁLCULO

Los datos de partida del diseño de cálculo serán el valor de la presión y del caudal que serán conocidos para cada alternativa de estudio. Además ciertos valores tales como la relación de diámetros, número de álabes, v , entre otros serán aportados mediante datos bibliográficos.

El diseño fundamental consta de la obtención de las dimensiones específicas del rotor y del inyector para cada alternativa de estudio.



Conocida la potencia disponible y la altura de salto, se calcula la velocidad de entrada al rotor:

$$V1 = cd \times \sqrt{2 \times Hn \times g}$$

- Cd = Coeficiente adimensional. Bibliográficamente se puede considerar 0.98.

El diámetro exterior del rotor corresponde a la siguiente ecuación:

$$D1 = \frac{V1 \times \cos \alpha}{w} \quad \text{mm}$$

- α = ángulo de admisión, de entrada del fluido al contacto con el rodete.
- w = rpm = m/s

El diámetro interno será:

$$D2 = D1 \times \frac{D2}{D1} \quad \text{mm}$$

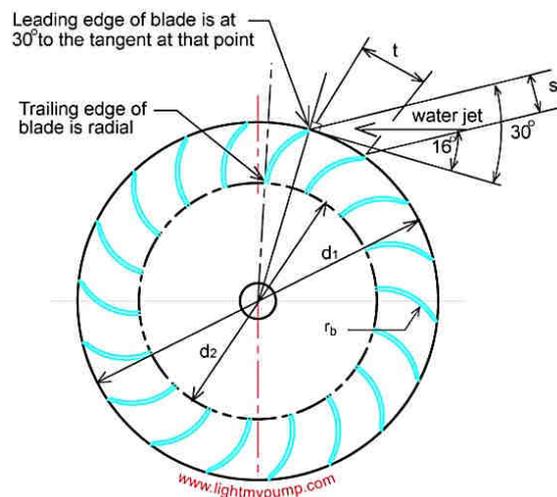


Figura 45: Principales dimensiones turbina cross flow
Fuente: <https://www.pumpfundamentals.com>

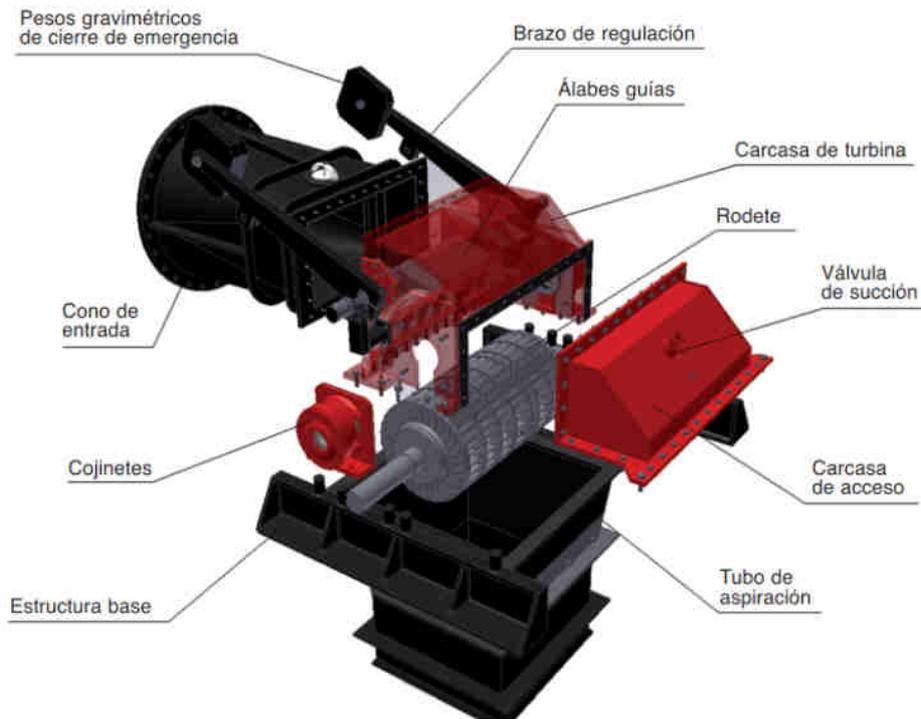


Figura 46: Estructura turbina cross flow

Fuente: <http://cink-hydro-energy.com/es/turbinas-crossflow/>

4.2. CALCULO POR ALTERNATIVA

Partiendo de cada alternativa con su correspondiente presión y caudal:

ALTERNATIVA	PRESIÓN (MPa)	Hn	CAUDAL (m ³ /s)
1	0.095	13.193	0.325
2	0.100	13.74	0.365
3	0.102	14.06	0.420
4	0.116	15.44	0.420

Tabla 20: Presión y caudal de cada alternativa.

Fuente: Cálculos diseño TFM



De manera bibliográfica (V.Sammartano) se muestran las siguientes relaciones para el diseño del inyector y del rotor.

MAGNITUD	DESCRIPCIÓN	CUANTÍA
D1/D2	Relación de diámetros	0.65
γ	Ángulo salida álabe °	90
Nb	Número de álabes	35
W/D1	Relación rotor ancho/ diámetro	0.7
α	Ángulo de admisión °	22
ω	Velocidad angular del rotor	1.5

Tabla 21: Diseño inyector y rotor de la turbina.

*Fuente: “Design by Computational Dynamics Testing and Hydrodynamic Analysis”
V.Sammartano, 2013*

El alternador seleccionado será uno de tipo estándar para reducir costes, con 3 pares de polos siendo las rpm las siguientes:

$$n = \frac{F \times 60}{N} = \frac{50 \times 60}{3} = 1000 \text{ rpm}$$

El diseño de inyector y turbina para cada alternativa se presenta en la siguiente tabla:

VARIABLE	ALT 1	ALT2	ALT3	ALT4
Ptotal (kW)	42.06	49.19	57.93	63.62
V1 (m/s)	15.77	16.09	16.27	17.06
D1 (mm)	139.59	142.46	144.11	151.02
D2 (mm)	90.74	92.6	93.67	98.16

Tabla 22: Variables de diseño de la turbina.

Fuente: Cálculos diseño TFM



5. GENERACIÓN

El generador o alternador es el encargado de la producción de la corriente alterna. Se compone por un lado de un rotor, el cual se ha dimensionado en el apartado anterior, que genera un campo magnético variable al girar arrastrado por la turbina y un estator que es la parte sobre la que se genera la corriente eléctrica.

5.1. POTENCIA ELÉCTRICA

La **potencia eléctrica** que se alcanza con un grupo electromecánico de un aprovechamiento hidroeléctrico como es en este caso, depende de la altura del salto neto y del caudal disponible.

$$P = 9.81 \times Q \times Hn \times \mu_t \times \mu_g$$

- μ_t = Rendimiento de la turbina
- μ_g = Rendimiento del generador

El cálculo del rendimiento de la turbina hidráulica se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\mu_t = \frac{P_u}{P_t}$$

Siendo:

$$P_u = \frac{\rho \times Q \times (V1 \times \cos \alpha)^2}{2}$$

Para cada alternativa se obtiene:

ALTERNATIVA	Pu (Kw)	μ_t (%)
1	34.73	83
2	39.00	79
3	44.88	77
4	44.88	71

*Tabla 23: Rendimiento de la turbina.
Fuente: Cálculos diseño TFM*

El alternador tipo elegido tendrá un rendimiento del 87 %



Por lo tanto la potencia eléctrica resultante en cada alternativa a la salida del alternador será:

ALTERNATIVA	POTENCIA (KW)
1	30.22
2	33.93
3	39.04
4	39.04

Tabla 24: Potencia eléctrica por alternativa.

Fuente: Cálculos diseño TFM

Desde un punto de vista técnico las alternativas 3 y 4 son aquellas que de partida son más rentables para nuestra instalación. Siendo la 4 más innovadora, de partida operacionalmente sería la elegida.

No obstante se deberá realizar un análisis económico para deducir que alternativa nos ofrece una mayor rentabilidad.



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



BLOQUE N°2

PLANOS



CAPÍTULO 11

CARTOGRAFÍA Y

TOPOGRAFÍA

1. CARTOGRAFÍA

La cartografía básica empleada para la redacción del presente estudio es la cartografía digital a escala 1/1.000 obtenida en el portal geográfico del Principado de Asturias. Dichos archivos se han obtenido en formato .dgn y .pdf para su estudio mediante el software Civil3D.

A continuación se adjuntan las hojas cartográficas empleadas en el estudio, que serán las correspondientes a la siguiente nomenclatura:

E05000560603 - E05000560503 - E05000560403 - E05000560404 - E05000560504

2. TOPOGRAFÍA

No se han realizado estudios topográficos, ya que la resolución e información disponible es de carácter suficiente para la realización total del estudio.



Figura 47: Hoja cartográfica E05000560603

Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es



Figura 48: Hoja cartográfica E05000560503

Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es

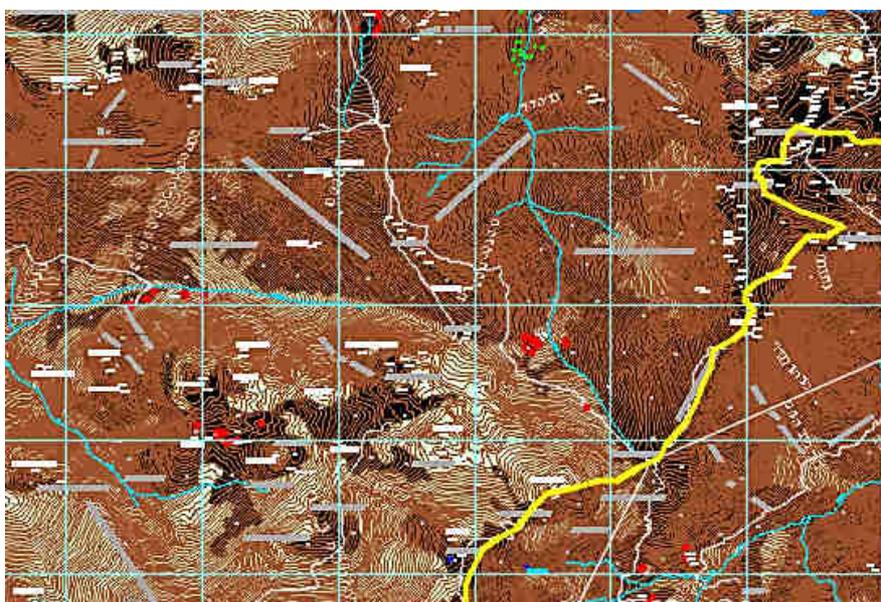


Figura 49: Hoja cartográfica E05000560503

Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es

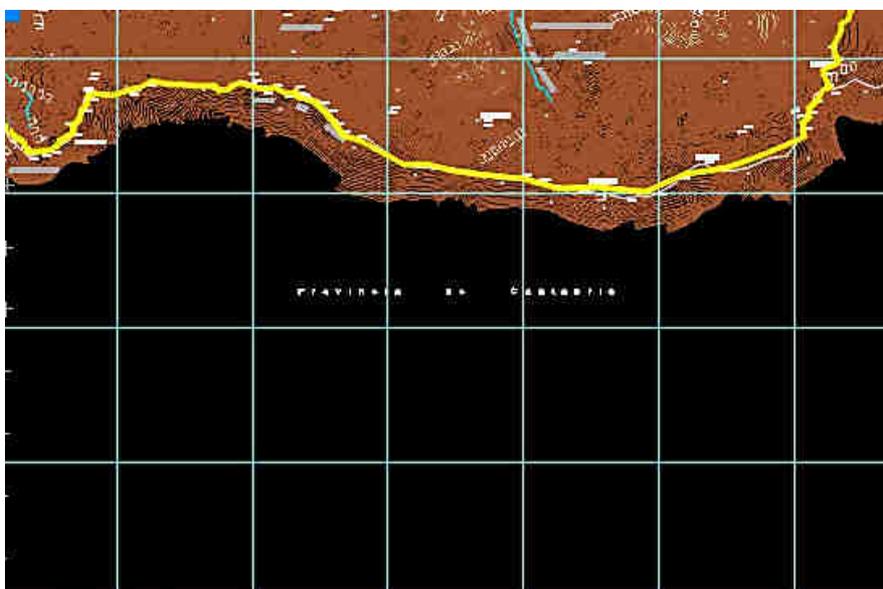


Figura 50: Hoja cartográfica E05000560504

Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es



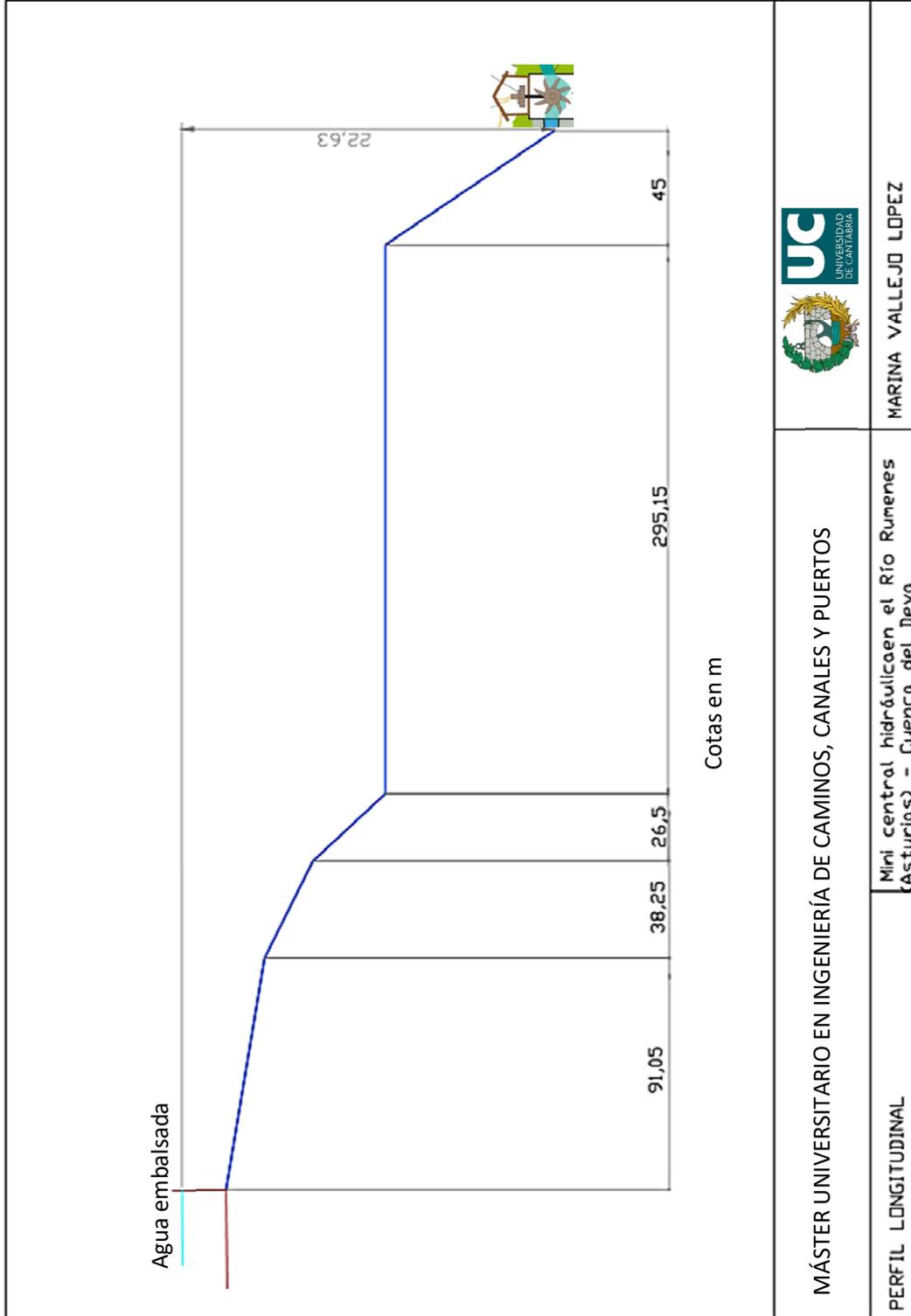
Figura 51: Hoja cartográfica E05000560404

Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es



CAPÍTULO 12

PLANOS SALTO HIDRÁULICO

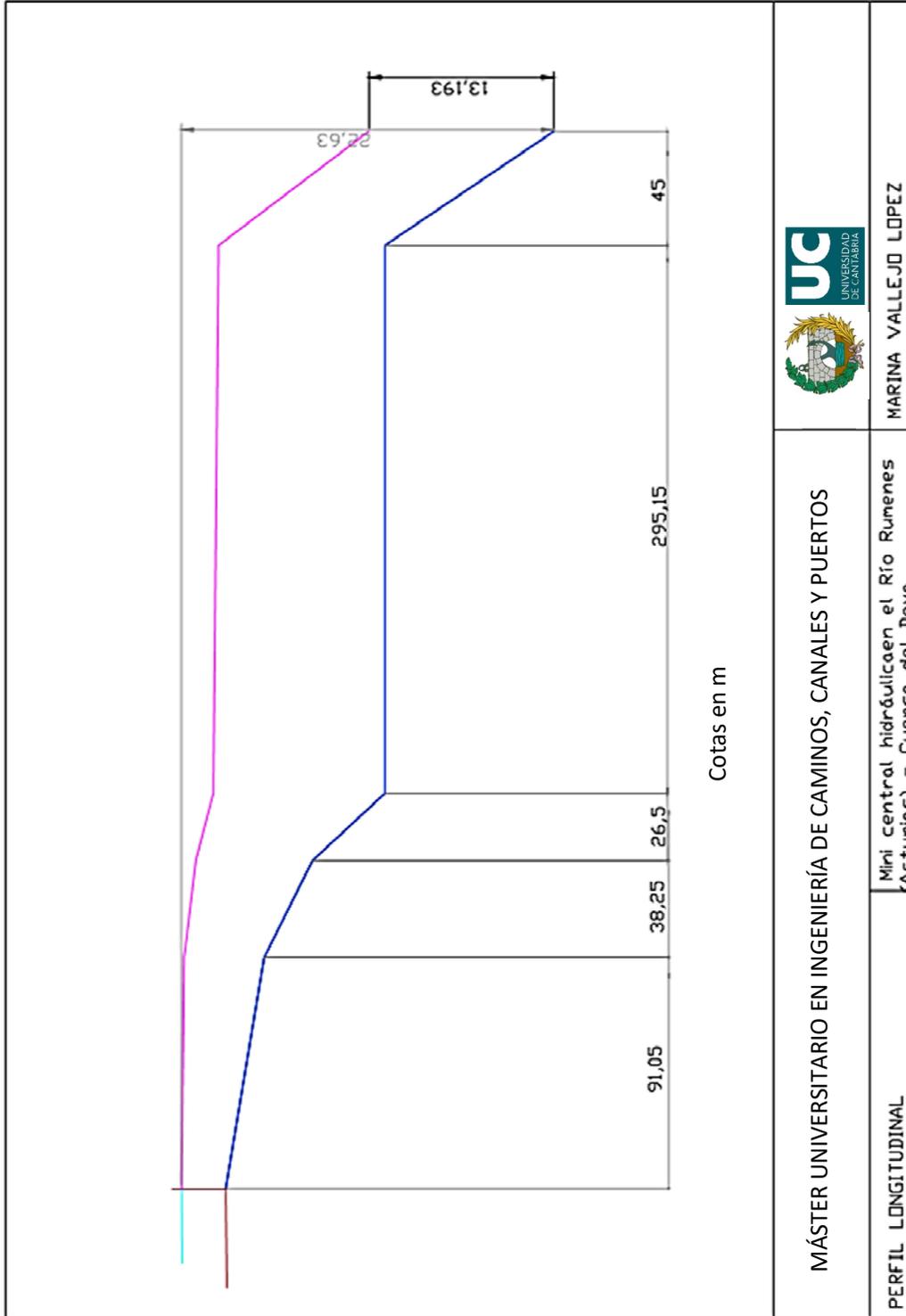


MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

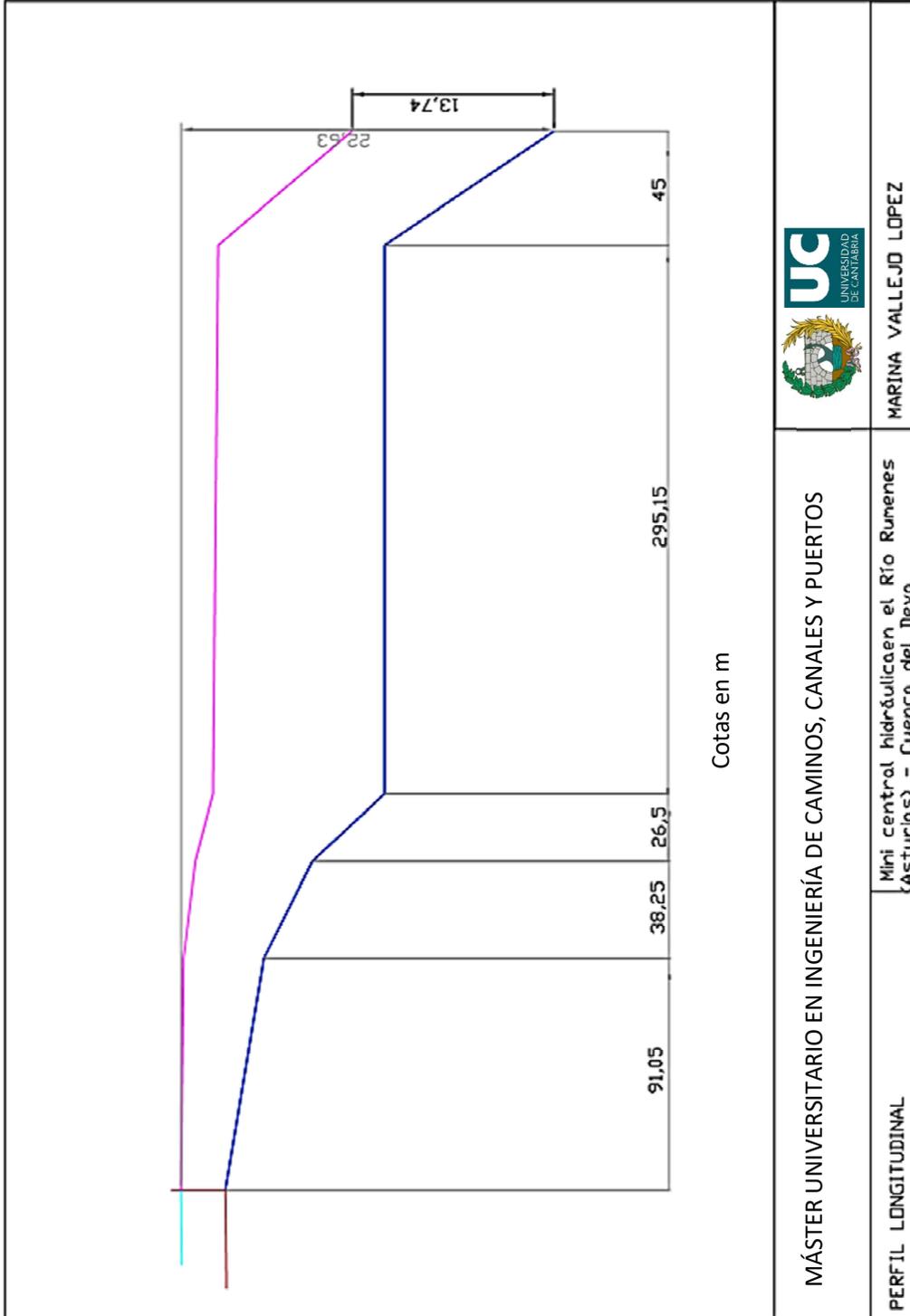
MARINA VALLEJO LÓPEZ

Mini central hidráulica en el Río Rumenes (Asturias) - Cuenca del Deva

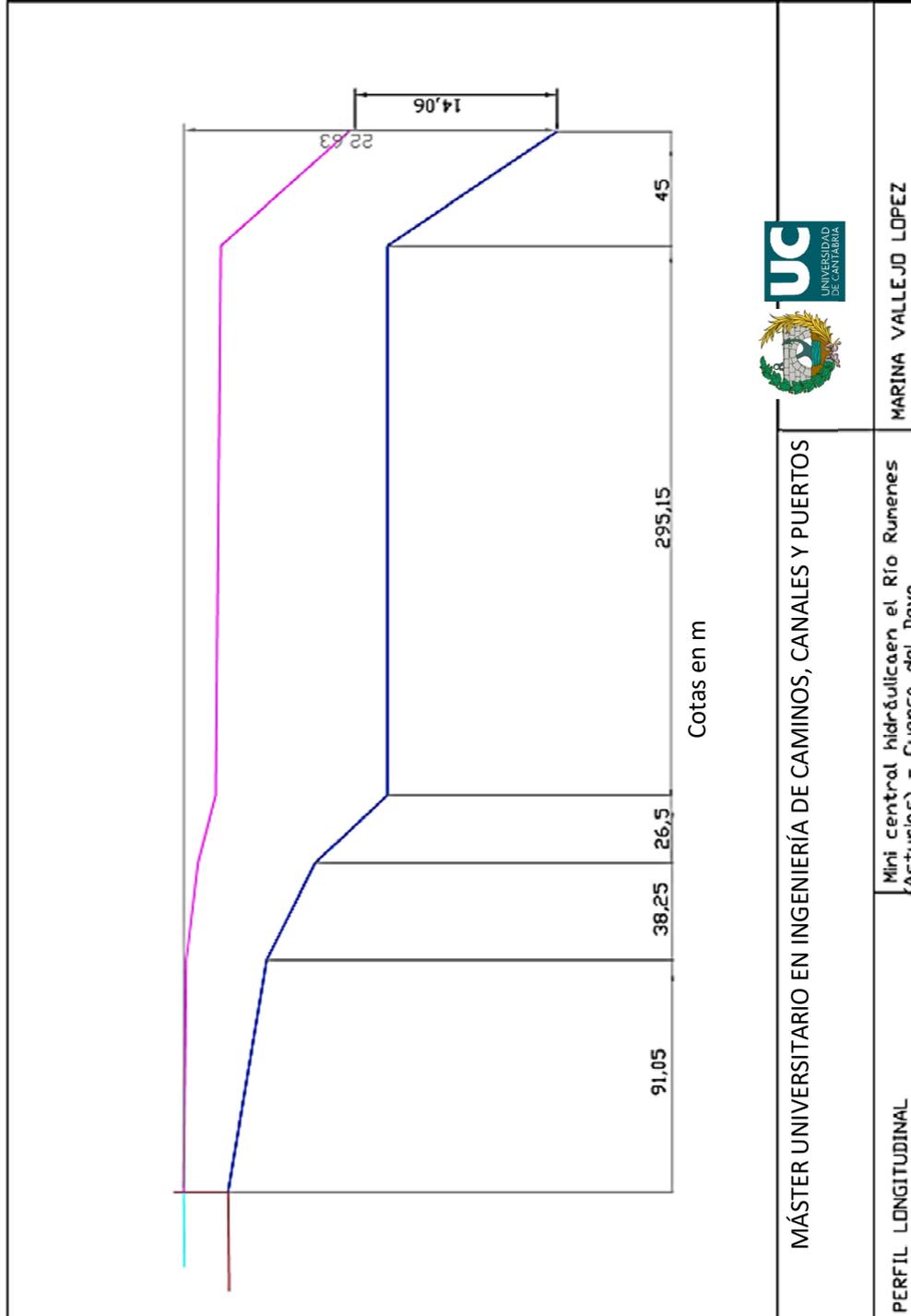
PERFIL LONGITUDINAL

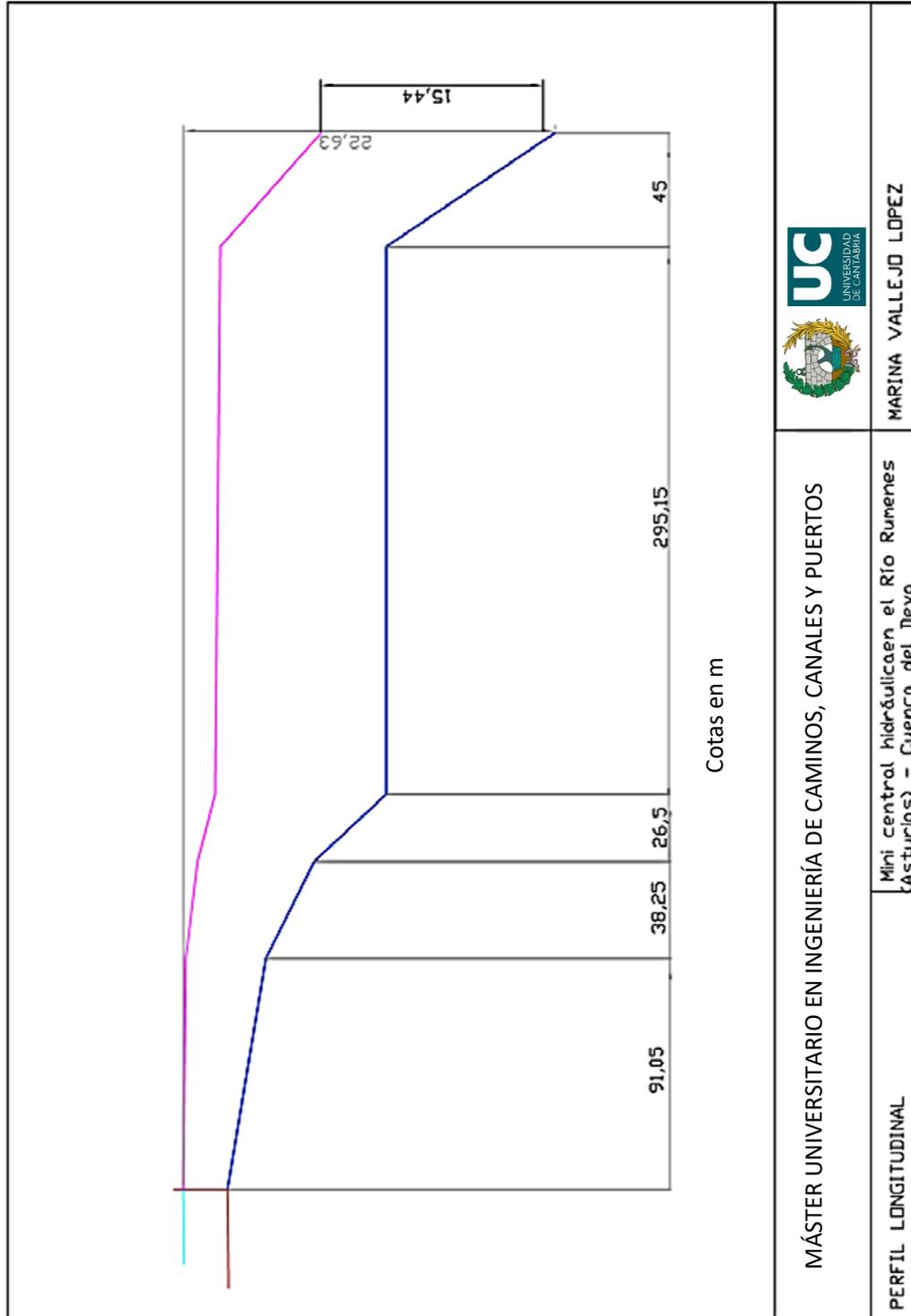


	
MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	MARINA VALLEJO LOPEZ
PERFIL LONGITUDINAL	Mini central hidráulica en el Río Rumenes (Asturias) - Cuenca del Deva



	
MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	MARINA VALLEJO LÓPEZ
PERFIL LONGITUDINAL	Mini central hidroeléctrica en el Río Rumenes (Asturias) - Cuenca del Deva





MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

MARINA VALLEJO LOPEZ

Mini central hidráulica en el Río Rumenes
(Asturias) - Cuenca del Deva

PERFIL LONGITUDINAL



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



BLOQUE N°3

ANÁLISIS ECONÓMICO



CAPÍTULO 13

COSTES E INGRESOS



1. ASPECTOS ECONÓMICOS

Mediante el análisis económico se puede conocer si el estudio es viable, y en caso de existir diferentes alternativas, cuál de ellas es la más rentable. Para ello se realiza una estimación sobre los diversos costes y beneficios que se obtendrán en las diversas instalaciones.

En el caso específico de estudio de una minicentral, se efectuarán pagos a lo largo de la vida de la misma. El período de vida de la misma se estima entre 30-35 años de vida útil.

De acuerdo a la experiencia aportada por la cantidad de años de estudios de minicentrales eléctricas, se estima una distribución porcentual de la inversión como la que se muestra a continuación:

Grupo Turbogenerador	30%
Equipos eléctricos, control, línea	22%
Ingeniería y dirección	8%
Obra civil	40%

*Tabla 25: Distribución de la inversión en una minicentral
Fuente: “Minicentrales Eléctricas” IDAE 1996*

Estos porcentajes no son exactos, pueden variar. De hecho, en el presente estudio el porcentaje de Obra Civil será menor ya que como se ha ido explicando a lo largo del documento no partimos de cero, sino que varios aspectos de la obra civil serán rehabilitados.

Los primeros costes a los que se hacen frente en este tipo de estudio, son los costes de inversión inicial. Dependen de varios factores como el tipo de suelo, la orografía, el tipo de instalación, sus dimensiones... Anualmente la central también requerirá de unos costes que implicará el buen funcionamiento de la misma con su mantenimiento correspondiente.

En la siguiente tabla se recogen los costes más importantes a tener en cuenta para la obtención de la viabilidad económica de nuestro estudio.



COSTES INICIALES	
Costes Ingeniería	Estudios, Proyectos y Dirección
	Permisos e Informes
Costes Minicentral	Azud
	Compuerta
	Conducciones
	Grupo Electromecánico
	Conexión a la Red
COSTES ANUALES	
Costes Ingeniería	Canon Hidráulico
	Operación y Mantenimiento
	Seguros
COSTES PERIÓDICOS	
Reglaje de la turbina	

*Tabla 26 : Costes de estudio
Fuente: Marina Vallejo López*

En una primera estimación, para el cálculo de la rentabilidad de una central hidroeléctrica se pueden estimar 3 índices que son:

- Índice de Energía: Es el coste asociado a kWh generado
- Índice de Potencia: Es el coste asociado al kW instalado
- Período de retorno: Aquel período de tiempo que transcurre hasta que la inversión es recuperada.

El IDAE, Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía ha realizado numerosos estudios mediante los cuales se estrapolan cuáles deben ser los valores aproximados para estimar que una minicentral hidroeléctrica es rentable.

Índice de energía	40-70 cent€/kWh
Índice de Potencia	1500-2000 €/kW
Período de Retorno	8-10 años

*Tabla 27: Índices rentabilidad
Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía*



Además de los valores anteriores, se realizará un estudio económico-financiero mediante parámetros como VAN y TIR.

2. COSTES DIRECTOS

Los costes directos son aquellos que se identifican directamente y se atribuyen directamente a un objetivo o parte concreta del estudio. A continuación se presentan los diferentes Costes directos a considerar:

2.1. Coste del azud

Como se ha desarrollado en el documento en nuestro caso se hace una rehabilitación de la Presa existente, aprovechando la estructura que tenemos de partida, el coste que nos interfiere en este caso es el del aliviadero y cuenco.

El IDAE en el Año 1996 estableció un gráfico por el cual se puede estimar el coste anterior según la altura media que alcance el azud de derivación:

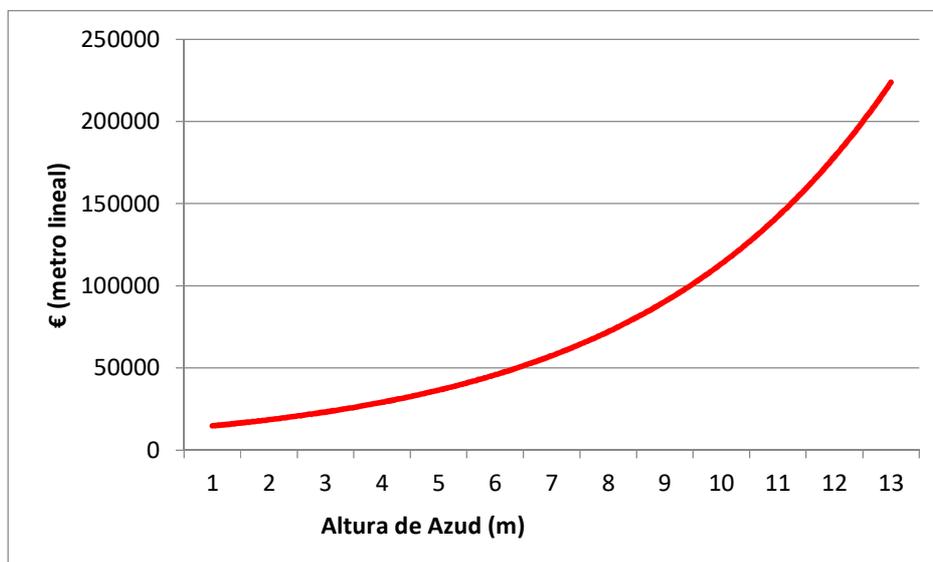


Figura 52 : Estimación coste azud
Fuente: IDAE, 1996

Para la obtención de este coste se deberá multiplicar el coste por unidad de longitud por la longitud total del vertedero calculado en el estudio. La estimación de dicha altura se estima en el Capítulo 8 del presente documento.



Al estar hablando de una estimación elaborada hace un importante período de años, por una parte se deberá actualizar a la moneda actual y además tener en consideración el aumento del IPC a lo largo de estos años. Según el INE, Instituto Nacional de Estadística, se estima en un entorno del 60%.

Altura (m)	Longitud (m)	Coste € ml 2019	Coste € Total
2.33	5	2.319.86	11.599,33

Tabla 28: Coste azud de derivación
Fuente: Análisis económico presente TFM

2.2. Coste de la Compuerta

En el caso de estudio se va a disponer de una compuerta como se ha contemplado en el Capítulo 8. El cálculo de la misma se obtendrá multiplicando la superficie de la misma por su coste unitario.

Largo (m)	Alto (m)	Superficie (m ²)	Coste € Total
0,15	0,5	0.075	1.500

Tabla 29: Coste compuerta
Fuente: Análisis económico presente TFM

2.3. Coste de la Conducción

El coste de la conducción será diferente según en la alternativa de conducción en la que nos encontramos. Dichas alternativas han sido diseñadas y descritas con anterioridad en el Capítulo 9.

ALTERNATIVA 1

En esta primera alternativa no se modifica la conducción, se mantiene la original, es por esto que no supone un coste en cuanto a conducción. No se considera ningún coste de inspección de estado, ya que se sabe que se somete a revisiones periódicas ya que aunque no se ha usado como aprovechamiento hidroeléctrico sí que ha servido para abastecimiento.



ALTERNATIVA 2

TRAMO	L (m)	D (mm)	TIPO	Coste ud/m	Coste total
1	91,05	400	HA	17,63	1.605,21
2	38,25	400	HA	17,63	674,35
3	26,5	400	HA	17,63	467,19
4	215,95	500	HA	25,70	5549,92
5	45	440	Hierro	0	0

Tabla 30: Coste conducción alternativa 2
Fuente: Análisis económico presente TFM

ALTERNATIVA 3

TRAMO	L (m)	D (mm)	TIPO	Coste ud/m	Coste total
1	91,05	400	BLS	139,33	12.685,97
2	38,25	400	BLS	139,33	5329,37
3	26,5	400	BLS	139,33	3692,25
4	215,95	500	BLS	187,74	40542,45
5	45	440	BLS	152,54	6864,3

Tabla 31: Coste conducción alternativa 3
Fuente: Análisis económico presente TFM

ALTERNATIVA 4

TRAMO	L (m)	D (mm)	TIPO	Coste ud/m	Coste total
1	91,05	400	HPDE	14,49	1319,31
2	38,25	400	HPDE	14,49	554,24
3	26,5	400	HPDE	14,49	383,98
4	215,95	500	HPDE	21,40	4621,33
5	45	440	HPDE	17,95	807,75

Tabla 32: Coste conducción alternativa 4
Fuente: Análisis económico presente TFM



ALTERNATIVA	Material	Coste € total
1	Hormigón	0
2	Hormigón	8.296,67
3	Fundición Dúctil	69.114,37
4	Polietileno HPDE	7.686,62

*Tabla 33: Costes conducción por alternativa
Fuente: Análisis económico presente TFM*

La alternativa 1 tiene coste 0 ya que se está evaluando la situación actual de la conducción. Es recomendable la sustitución de la tubería por una nueva, por lo tanto lo ideal sería que alguna de las otras alternativas fueran rentables. Dependiendo de la alternativa, se tendrán unos beneficios diferentes debido a la variación del salto neto. Esto se tendrá en cuenta posteriormente.

2.4. Coste grupo electromecánico

El coste del grupo electromecánico englobará tanto el coste de la turbina como el coste del generador.

2.4.1. Coste de la turbina

La turbina dependerá de la alternativa a considerar, para ello tendremos en cuenta la potencia de llegada a la entrada de los álabes de la misma:

ALTERNATIVA	P entrada turbina kW	P Turbina kW	Coste € Total
1	42.06	45	10.000
2	49.19	50	12.000
3	57.93	60	16.000
4	63.62	65	17.500

*Tabla 34: Coste turbina por alternativa
Fuente: Los precios de la turbina se han calculado en base a precios habituales de turbinas de flujo cruzado en pequeñas centrales hidroeléctricas.*



2.4.2. Coste del Generador

En el caso del generador pasará lo mismo dependiente de la potencia de salida de la turbina debemos colocar un alternador u otro:

ALTERNATIVA	P Salida turbina kW	P Alternador kW	Coste € Total
1	34.73	35	1485.20
2	39	40	1404,80
3	44.88	45	1453,60
4	44.88	45	1453,60

Tabla 35: Coste conducción alternativa 4

Fuente: <https://repuestosgruposelctrogenos.es/17-mxb-180-20-34-kva-reg-electronica>

2.5. Coste Conexión a la Red

La Conexión a la Red se conformará por la disposición de un Transformador y una Línea hasta la Red de Distribución.

2.5.1. Centro de Transformación

Las potencias finales producidas en la instalación serán las ya calculadas:

ALTERNATIVA	POTENCIA (KW)
1	30.22
2	33.93
3	39.04
4	39.04

Tabla 36: Producción minicentral

Fuente: Análisis presente TFM

Por lo tanto al tratarse de una central de producción muy pequeña y después de consultar otros ejemplos de solicitud con Viesgo Distribución es factible evitar el uso de transformador y verter a red directamente en Baja tensión a través de un CT (Centro de Transformador) ubicado en las inmediaciones y propiedad de la distribuidora de la zona.

2.5.2. Línea Eléctrica

La conexión desde el edificio de la central y el CT ubicado en las inmediaciones se realizará mediante una línea aérea, la cual tendrá las siguientes características:

TIPO	TENSIÓN KV	CABLE	LONGITUD (m)
Aéreo	12	LA 056	60

*Tabla 37: Características línea eléctrica
Fuente: Marina Vallejo López*

El coste de está línea será el siguiente:

LONGITUD (Km)	COSTE UNITARIO	COSTE € TOTAL
0,060	46.814	2.808,84

*Tabla 38: Coste conducción alternativa 4
Fuente: BOE nº297 sábado 12 de Diciembre de 2015*



*Figura 53: Ubicación centro de transformación
Fuente: GIS. Viesgo Distribución.*



2.6. Coste de Ingeniería (Dirección de Obra e informes)

En cualquier estudio es necesario elaborar una serie de informes pertinentes para su justificación. Este coste debe ser elaborado y seguido por un personal elaborado y competente en la materia. Asumimos un coste total de esta partida de el 6%.

Para ello consideramos que los costes anteriores engloban el Presupuesto de Ejecucion de Material PEM y por lo tanto el coste de igeñirñia lo obtendremos aplicando el 6% al PEM.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3	ALTERNATIVA 4
AZUD	11.599,33	11.599,33	11.599,33	11.599,33
COMPUERTA	1500	1500	1500	1500
CONDUCCIÓN	0	8296,67	69.114,37	7.686,62
TURBINA	10.000	12.000	16.000	17.500
ALTERNADOR	1485,20	1404,80	1453,60	1453,60
LÍNEA ELÉCTRICA	2.808,84	2.808,84	2.808,84	2.808,84
TOTAL	15794,04	26010,31	90876,81	30949,06

*Tabla 39: Presupuesto Ejecución del Material
Fuente: Análisis económico presente TFM*

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3	ALTERNATIVA 4
INGENIERÍA	3563,60	4236,57	8428,56	4832,9

*Tabla 40: Coste de ingeniería
Fuente: Análisis económico presente TFM*

2.7. Coste Directo Total por alternativa

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3	ALTERNATIVA 4
TOTAL	19357,64	30246,88	99305,37	35781,96

*Tabla 41: Coste directo
Fuente: Análisis económico presente TFM*

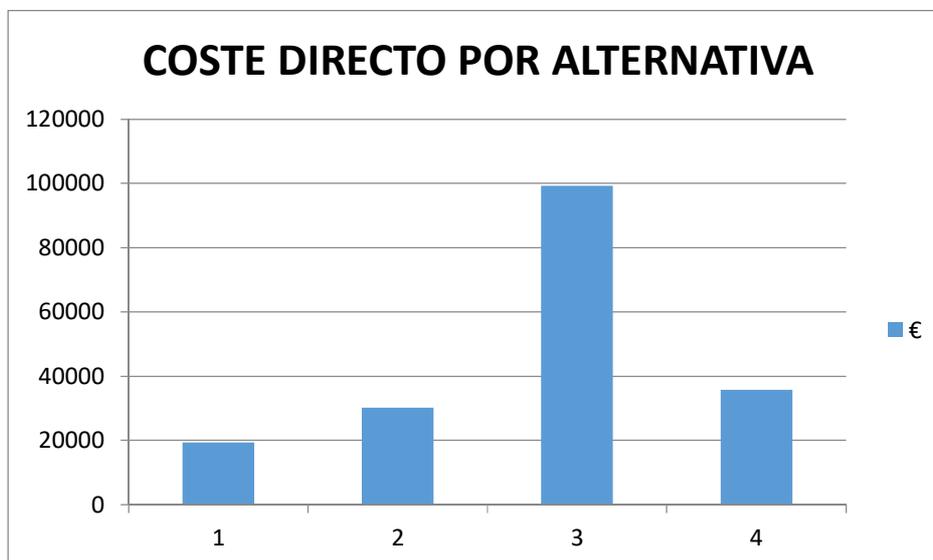


Figura 54: Coste directo
Fuente: Análisis económico presente TFM

3. COSTES INDIRECTOS

Los costes indirectos son aquellos que afectan en el proceso en una o más partidas, no se pueden asignar directamente a una única en concreto.

Generalmente en un estudio de este tipo el coste indirecto irá asociado a los costes de funcionamiento de la central, en relación a la explotación, mantenimiento y reparación de la minicentral. Generalmente se estiman estos costes como un 3,5% de la inversión inicial según el “Manual de Minicentrales Hidroeléctricas” del IDAE, obteniéndose:

Alternativa	Inversión Inicial €	Coste Indirecto €
1	19357,64	2.203,49
2	30246,88	2.619,62
3	99305,37	5.211,66
4	35781,96	2.988,35



*Tabla 42: Coste Indirecto por alternativa
Fuente: Análisis económico presente TFM*

4. INGRESOS

Los ingresos que genera la central hidroeléctrica son aquellos debido a la venta de la producción de energía de la misma.

En este estudio la producción de energía por alternativa será la siguiente:

ALTERNATIVA	KWh
1	117.806
2	132.269
3	152.189
4	152.189

*Tabla 43: Producción de Energía por alternativa
Fuente: Análisis presente TFM*

El precio de la energía se obtiene mediante a estimación del “*REE, Precio de la energía excedentaria del autoconsumo para el mecanismo de compensación simplificada (PVPC)*”, siguiendo el Real Decreto de Autoconsumo de Abril 2019. Se establece que el precio será de **46,74 €/ MWh** (https://www.esios.ree.es/es/analisis/1739?vis=4&start_date=13-05-2019T00%3A00&end_date=13-05-2019T23%3A50&compare_start_date=12-05-2019T00%3A00&groupby=hour&compare_indicators=1013,1014,1015&zoom=6&latlng=41.36031866306708%2C-2.9992675781249995)

Considerando dicha tarifa, los ingresos por alternativa anuales serán los siguientes:

ALTERNATIVA	INGRESOS ANUALES €
1	5.506,25
2	6.182,25
3	7.113,31
4	7.113,31

*Tabla 44: Ingresos anuanles por alternativa
Fuente: Análisis económico presente TFM*



CAPÍTULO 14

RENTABILIDAD



1. ÍNDICES PARA PRIMERA ESTIMACIÓN

Como se ha visto en la introducción del bloque económico, en una primera estimación, para el cálculo de la rentabilidad de una central hidroeléctrica se pueden estimar 3 índices.

El IDAE, Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía ha realizado numerosos estudios mediante los cuales se estrapolan cuáles deben ser los valores aproximados para estimar que una central hidroeléctrica es rentable. Los rangos de los índices de potencia y energía serán menores al tratarse de una microcentral serán menores.

Índice de energía	40-70 cent€/kWh
Índice de Potencia	1000-2000 €/kW
Período de Retorno	8-10 años

Tabla 45: Índices Rentabilidad

Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía

A continuación se calculan dichos índices:

1.1. Índice de Potencia

Representa el coste del KW instalado en una central. No es una información certera en cuanto a la obtención de la viabilidad de la central, pero permite establecer que alternativa a priori es más interesante económicamente cuanto menor sea este índice.

$$\text{Índice de Potencia} = \frac{\text{Inversión inicial } \text{€}}{\text{Potencia Instalada KW}}$$

ALTERNATIVA	ÍNDICE DE POTENCIA €/KW
1	640,55
2	891,44
3	2543,68
4	916,54

Tabla 46: Índice de Potencia por alternativa

Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía



1.2. Índice de Energía

Representa el coste por KWh durante el período de un año. De igual modo que en el índice anterior, cuanto menor sea el valor, más interesante es la alternativa económicamente.

$$\text{Índice de Energía} = \frac{\text{Inversión inicial } \text{€}}{\text{Energía producida en un año KWh/año}}$$

ALTERNATIVA	ÍNDICE DE ENERGÍA €/KW
1	0,1643
2	0,2286
3	0,6525
4	0,2351

Tabla 47: Índice de energía por alternativa

Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía

Por tanto en esta primera estimación se puede observar que la alternativa 3 tiene unos valores muy elevados del índice de potencia. A partir de ahora sólo evaluaremos el resto de alternativas, 1, 2 y 4.

En cuanto al período de retorno se estimará al final del presente capítulo.

2. CÁLCULO DEL VAN

El VAN es el Valor Actualizado Neto, permite conocer el valor de un determinado flujo de caja originados debido a una inversión.

$$VAN = -I + \sum_{n=1}^n \left(\frac{FCn}{(1+i)^n} \right)$$



Para que la inversión sea válida en cuanto a su rentabilidad, el valor del van siempre debe ser positivo. Entre las distintas alternativas será más rentable aquella que tenga un VAN mayor.

El cálculo del VAN se realiza para un período en nuestro caso de 25 años. Según la “*Guide to Cost Benefit Analysis of Investment Projects*” para el período de retorno considerado la tasa de intereses será $i=3,5\%$

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 4
INGRESOS €/año	5.506,25	6.182,25	7.113,31
GASTOS €/año	2.203,49	2.619,62	2.988,35
FLUJO DE CAJA	3.302,76	3.562,63	4.124,96
VAN	35.076,85	28.470,66	32.203,62

Tabla 48: VAN por alternativa
Fuente: Análisis económico presente TFM

Según el VAN alcanzado la mejor alternativa será la Alternativa 1.

3. CÁLCULO DEL TIR

El TIR, Tasa Interna de Retorno, es el valor de interés que hace que el valor del VAN se haga nulo. La alternativa más rentable será aquella que tenga un TIR mayor.

$$0 = -I + \sum_{n=1}^n \left(\frac{FCn}{(1 + TIR)^n} \right)$$

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 4
INGRESOS €/año	5.506,25	6.182,25	7.113,31
GASTOS €/año	2.203,49	2.619,62	2.988,35
FLUJO DE CAJA	3.302,76	3.562,63	4.124,96
TIR	0,165	0,11	0,105

Tabla 49: TIR por alternativa
Fuente: Análisis económico presente TFM



4. CÁLCULO DEL PERÍODO DE RETORNO

El Período de retorno, conocido en términos económicos como Pay-Back es el tiempo en se tarda en recuperar la inversión.

AÑO	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
1	-19357,64	-30246,88	-35781,96
2	-16166,56754	-26804,72541	-31796,4914
3	-13083,40574	-23478,97218	-27945,7971
4	-10104,50544	-20265,68404	-24225,31952
5	-7226,340913	-17161,05782	-20630,65519
6	-4445,505616	-14161,41896	-17157,54955
7	-1758,708228	-11263,21716	-13801,89194
8	837,2312769	-8463,022179	-10559,71066
9	3345,385388	-5757,519786	-7427,168369
10	5768,722694	-3143,507813	-4400,557458
11	8110,111395	-617,8923796	-1476,295709
12	10372,3227	1822,315768	1349,077963
13	12558,03411	4180,0048	4078,907597
14	14669,83257	6457,965218	6716,424152
15	16710,21755	8658,893157	9264,749325
16	18681,60401	10785,39358	11726,89925
17	20586,32523	12839,98336	14105,78807
18	22426,63558	14825,09426	16404,23137
19	24204,71322	16743,07581	18624,94954
20	25922,66263	18596,19808	20770,57095

*Tabla 50: Cálculo del período de retorno
Fuente: Análisis económico presente TFM*

P. RETORNO AÑOS	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
	8	12	12

*Tabla 51: Período de retorno
Fuente: Análisis económico presente TFM*



5. RESUMEN ALTERNATIVA ELEGIDA

ALTERNATIVA 1		
CARACTERÍSTICAS		
Tipo de Central:	Fluyente	
Salto Neto	13,193 m	
Caudal de Equipamiento	0,42 m ³ /s	
Potencia instalada	30,22 KW	
Producción anual	117,806 MW	
ELEMENTO	VARIABLE	COSTE UNITARIO (€)
Azud	Altura = 2,33 m	11.599,33
	Longitud = 5,00 m	
Compuerta	0,15 x 0,5 m	1.500
Conducción		0
Turbina	Cross Flow	10.000
Generador	Síncrono	1.485,2
Línea Eléctrica	LA 056, 12 KV, 60m	2.808,84
Ingeniería		3.563,60
	Inversión Total	19.357,64
Ratios de la instalación		
VAN	35.076,85 €	
TIR	16,5 %	
Período de Retorno	8 Años	
Índice de Potencia	640,55 €/kW	
Índice de Energía	0,1643	

*Tabla 52: Resumen alternativa elegida
Fuente: Análisis económico presente TFM*



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



BLOQUE N°4

BIBLIOGRAFÍA



1. BIBLIOGRAFÍA GENERAL

- “*Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de Agua (2012-2014), Estudio de Recursos*”. IH Cantabria. Universidad de Cantabria. 2012.
- “*Estudio de Caudales ecológicos en la Red Hidrográfica (Memoria)*”. Plan de Investigación Integral para la Caracterización y Diagnóstico Ambiental de los Sistemas acuáticos de Cantabria. Grupo de Emisarios Submarinos e Hidráulica Ambiental.
- “*Minihidráulica en el País Vasco*”. Ente Vasco de la Energía. División de Investigación y Recursos. Bilbao, Noviembre de 1995.
- “*Minicentrales hidroeléctricas*”. Manuales de Energías Renovables. Ministerio, de Industria, Energía y Comercio. Octubre de 2006.
- “*Guía para el Desarrollo de una pequeña Central Hidroeléctrica*”. European Small Hydropower Association – ESHA. 2006
- “*Guidelines for design of Small Hydropower Plants*” Helena Ramos, WREAN (Western Regional Energy Agency & Network) and DED (Department of Economic Development), Belfast, North Ireland. 2000.
- “*Manual de Mini y Microcentrales Hidráulicas, Una guía para el desarrollo de proyectos*”. Intermediate Technology Development Group, ITDG, Perú. 1995.
- “*Low flow estimation in the United Kingdom*”. Gustard, A.; A. Bullock y J. M. Dixon Institute of Hydrology, Wallingford. 1992.
- “*Turbinas Cross-Flow*”. <http://cink-hydro-energy.com/es/turbinas-crossflow/>
- “*Tubos Armados. Prefabricados de Hormigón*”.
<http://www.gadeahermanos.es/listado.php?familia=TUBO%20ARMADO>
- “*Tubos de Hormigón*”.
http://www.prefraga.es/portal/sites/default/files/catalogos/TUBOS_%20DE_HORMIG%C3%93N_0.pdf
- “*Tubería HDPE de alta densidad*”.
<http://www.indicom.cl/uploads/pdf/phpBE88.pdf>
- “*Tubería Lisa de HDPE*”.
http://www.cidelsa.com/media/prod_brochure_2/Tuberia_Lisa_de_HDPE.pdf
- “*Tubería Corrugada de Polietileno de Alta Densidad HDPE*”.
http://www.polytex.cl/PDF%20Fichas%20Polytex/tuberia_corrugada.pdf



- “*Diseño de Avenida de Retorno*”.
<https://unblogdeingenieria.wordpress.com/2014/07/01/calculo-de-avenidas-metodo-hidrometeorologico-de-la-instruccion-de-carreteras-5-2-i-c-y-comparativa-con-otros-metodos/>
- “*Diseño de Avenidas*” <https://www.boe.es/eli/es/o/2016/02/15/fom298>
- “*Hydroelectric Energy. Renewable Energy*”. Bikash Pandey. Ajoy Karki. 2017.
- “*Perfil de Cresta Libre*”
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- “*Manual Básico de Diseño de Estructuras de Disipación de Energía Hidráulica*”. Sorayda Villamarin Paredes. Enero de 2013.

2. FIGURAS

- *Figura 1: Esquema de una minicentral de agua fluyente con sus elementos principales.*
Fuente: “Minihidráulica en el País Vasco”. Ente Vasco de la Energía.
- *Figura 2: Restos antigua represa, anterior a 1932.*
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.
- *Figura 3: Desarenador para limpieza de conducción.*
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.
- *Figura 4: Presa existente en la actualidad.*
Fuente: Marina Vallejo López. Visita a campo.
- *Figura 5: Ubicación del Río Rumenes.*
Fuente: <https://www.lacuruxa.org/index.php/2005/09/24/jito-escarandi-pico-vigueras-san-esteban/>
- *Figura 6: Cuenca río Rumenes perteneciente a la cuenca Deva05.*
Fuente: Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de agua (2012-2014) Estudio de recursos. IH Cantabria
- *Figura 7: Formaciones geológicas en la zona de estudio.*
Fuente: <https://www.aytopanespbaja.com>
- *Figura 8: Esquema representativo de las formaciones hidrográficas.*
Fuente: <https://www.chcantabrico.es/>
- *Figura 9: Diagrama metodología*
Fuente: Marina Vallejo López



- *Figura 10: División en subcuencas de la cuenca principal del Río Deva.*
Fuente: Investigación, Desarrollo e Innovación en Materia de agua (2012-2014) Estudio de recursos. IH Cantabria
- *Figura 11: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1987-1991.*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 12: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1992-1996.*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 13: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 1997-2001*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 14: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 2002-2006.*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 15: Caudales en el Río Rumenes correspondientes al intervalo de años 2007-20011.*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 16: Esquema del proceso de cálculo en el caudal base del Río Rumenes..*
Fuente: Método del caudal básico. CEDEX
- *Figura 17: Ejemplo de curva de caudales clasificados en zonas montañosa.*
Fuente: <https://www.ingenierocivilinfo.com/2010/03/curva-de-duracion-de-caudales.html>
- *Figura 18: Curva de caudales clasificados y caudal de equipamiento.*
Fuente: Cálculos presente TFM
- *Figura 19: Métodos de drenaje superficial para cuencas pequeñas.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Figura 20: Índice de torrencialidad en España.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Figura 21: Máximas lluvias diarias en España.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Figura 22: Perfil Actual.*
Fuente: Marina Vallejo López
- *Figura 23: Croquis de la opción a diseñar.*
Fuente: Marina Vallejo López
- *Figura 24: Obtención del Coeficiente de gasto.*
Fuente: Ingeniería Hidráulica MICCP. Universidad de Cantabria
- *Figura 25: Cuenco amortiguador.*
Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.



- **Figura 26: Cuenca amortiguador TIPO I.**
Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.
- **Figura 27: Esquema dientes deflectores.**
Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.
- **Figura 28: Umbral terminal del cuenco amortiguador.**
Fuente: Manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía. Escuela Politécnica del Ejército. Sorayda Villamarín Paredes.
- **Figura 29: Perfil de diseño.**
Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.10/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- **Figura 30: Parámetro K.**
Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.10/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- **Figura 31: Parámetro n.**
Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.10/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- **Figura 32: Definición del perfil aguas arriba.**
Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.10/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- **Figura 33: Obtención definición perfil aguas arriba.**
Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.10/362/A4%20Perfil%20de%20un%20cimacio%20de%20cresta%20libre.pdf?sequence=4>
- **Figura 34: Compuerta de ataguía deslizante.**
Fuente: <http://www.orbinox.com/>
- **Figura 35: Sobreelevación de la compuerta a evitar**
Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Compuerta_hidr%C3%A1ulica#/media/Archivo:Iwabuchi_suimon_red.jpg
- **Figura 36: Coeficiente de descarga Cd**
Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-2-Coeficiente-de-gasto-de-una-compuerta-plana-vertical-en-descarga-sumergida-segun_fig2_301552933
- **Figura 37: Justificación imposibilidad de canal.**
Fuente: Visita a campo.



- *Figura 38: Esquema aplicación trinomio de Bernoulli*
Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria
- *Figura 39: Tubería de hierro fundido dúctil con bloqueo articulado.*
Fuente: https://construtec.com/wpcontent/uploads/2018/05/Construtec_Catalogo_Corporativo_2018.pdf.
- *Figura 40: Tubería de Polietileno de Alta Densidad. Alternativa 3.*
Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP
- *Figura 41: Altura de salto en un aprovechamiento hidráulico*
Fuente: Minihidráulica en el País Vasco. Ente Vasco de la Energía.
- *Figura 42: Diagrama para la selección de turbina.*
Fuente: <https://www.pumpfundamentals.com/images/turbine%20selection%20chart.jpg>
- *Figura 43: Turbina cross flow*
Fuente: <http://www.kisiizihospital.org.ug/wpcontent/uploadedfiles/2013/01/Ossberger-turbine.jpeg>
- *Figura 44: Funcionamiento turbina cross flow*
Fuente: <http://cink-hydro-energy.com/es/turbinas-crossflow/>
- *Figura 45: Principales dimensiones turbina cross flow*
Fuente: <https://www.pumpfundamentals.com>
- *Figura 46: Estructura turbina cross flow*
Fuente: <http://cink-hydro-energy.com/es/turbinas-crossflow/>
- *Figura 47: Hoja cartográfica E05000560603*
Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es
- *Figura 48: Hoja cartográfica E05000560503*
Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es
- *Figura 49: Hoja cartográfica E05000560503*
Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es
- *Figura 50: Hoja cartográfica E05000560504*
Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es
- *Figura 51: Hoja cartográfica E05000560404*
Fuente: sitpa.cartografia.asturias.es
- *Figura 52: Estimación coste azud*
Fuente: IDAE, 1996
- *Figura 53: Ubicación centro de transformación*
Fuente: GIS. Viesgo Distribución.
- *Figura 54: Coste directo*
Fuente: Análisis económico presente TFM



3. TABLAS

- *Tabla 1: Cálculo caudal base.*
Fuente: Cálculo caudal base. Presente TFM.
- *Tabla 2: Coeficiente de variación.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Tabla 3: Estimación umbral de escorrentía.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Tabla 4: Clasificación de suelos según escorrentía.*
Fuente: Orden FOM/298/2016. Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- *Tabla 5: Diseño cuenco deflector.*
Fuente: Cálculos Diseño TFM
- *Tabla 6: Diseño umbral terminal del cuenco.*
Fuente: Cálculos Diseño TFM
- *Tabla 7: Coeficientes de rugosidad*
Fuente: Ingeniería Hidráulica. MICCP. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria
- *Tabla 8: Alternativa 1*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 9: Trayectorias curvas de la conducción*
Fuente: Peticionario original Año 1932.
- *Tabla 10: Trayectorias en planta de la conducción.*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 11: Cotas y presiones conducción. Alternativa 1.*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 12: Alternativa 2*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 13: Cotas y presiones conducción. Alternativa 2.*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 14: Alternativa 3*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 15: Cotas y presiones conducción. Alternativa 3.*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 16: Alternativa 4*
Fuente: Cálculos diseño TFM.
- *Tabla 17: Cotas y presiones conducción. Alternativa 4.*
Fuente: Cálculos diseño TFM.



- *Tabla 18: Saltos por alternativa.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 19: Selección de turbina por alternativa.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 20: Presión y caudal de cada alternativa.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 21: Diseño inyector y rotor de la turbina.*
Fuente: “Design by Computational Dynamics Testing and Hydrodynamic Analysis” V.Sammartano, 2013
- *Tabla 22: Variables de diseño de la turbina.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 23: Rendimiento de la turbina.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 24: Potencia eléctrica por Alternativa.*
Fuente: Cálculos diseño TFM
- *Tabla 25: Distribución de la inversión en una minicentral*
Fuente: “Minicentrales Eléctricas” IDAE 1996
- *Tabla 26 : Costes de proyecto*
Fuente: Marina Vallejo López
- *Tabla 27: índices rentabilidad*
Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía
- *Tabla 28: Coste azud de derivación*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 29: Coste compuerta*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 30: Coste conducción Alternativa 2*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 31: Coste conducción Alternativa 3*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 32: Coste conducción Alternativa 4*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 33: Costes conducción por alternativa*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 34: Coste turbina por alternativa*
Fuente: Los precios de la turbina se han calculado en base a precios habituales de flujo cruzado en pequeñas centrales hidroeléctricas.
<http://www.turbinas3hc.com/turbinas.html>
- *Tabla 35: Coste conducción alternativa 4*
Fuente:<https://repostosgruposselectrogenos.es/17-mxb-180-20-34-kva-reg-electronica>



- *Tabla 36: Producción minicentral*
Fuente: Análisis presente TFM
- *Tabla 37: Características línea eléctrica*
Fuente: Marina Vallejo López
- *Tabla 38: Coste conducción alternativa 4*
Fuente: BOE n°297 sábado 12 de Diciembre de 2015
- *Tabla 39: Presupuesto Ejecución del Material*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 40: Coste de ingeniería*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 41: Coste directo*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 42: Coste indirecto por alternativa y coste total*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 43: Producción de energía por alternativa*
Fuente: Análisis presente TFM
- *Tabla 44: Ingresos anuanles por alternativa*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 45: Índices Rentabilidad*
Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía
- *Tabla 46: Índice de Potencia por alternativa*
Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía
- *Tabla 47: Índice de energía por alternativa*
Fuente: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía
- *Tabla 48: VAN por alternativa*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 49: TIR por alternativa*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 50: Cálculo del Período de retorno*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 51: Período de Retorno*
Fuente: Análisis económico presente TFM
- *Tabla 52: Resumen alternativa elegida*
Fuente: Análisis económico presente TFM



ESTUDIO DE MINICENTRAL HIDRÁULICA EN
EL RÍO RUMENES (ASTURIAS) - CUENCA DEL
DEVA



Santander a 28 de Junio de 2019

Marina Vallejo López

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Marina Vallejo López'.