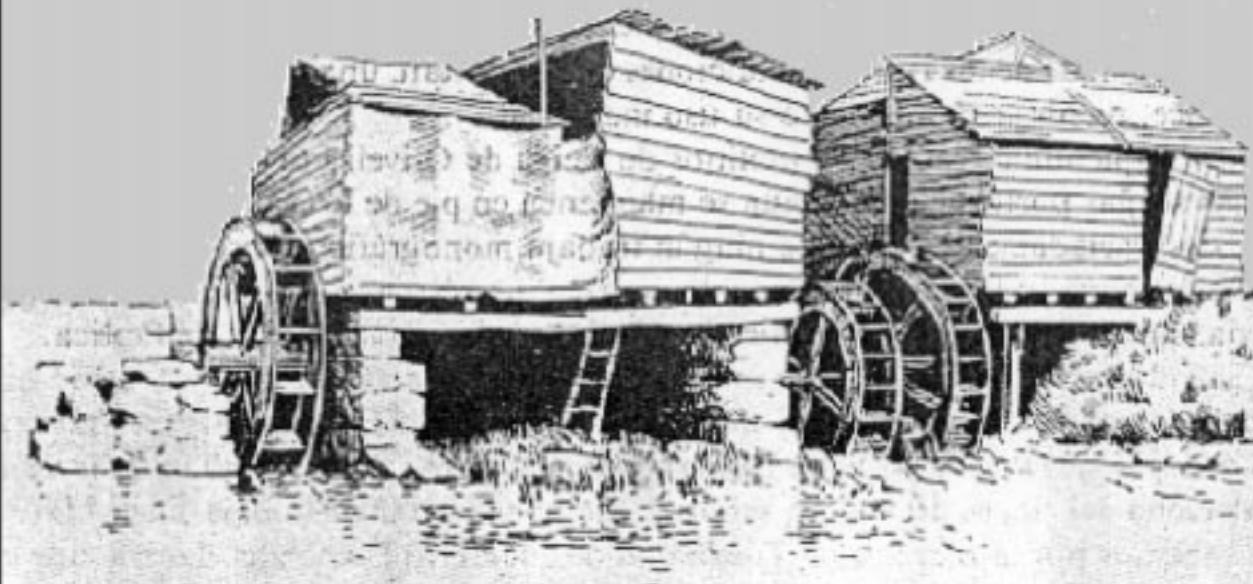


MANUAL DE PEQUEÑA HIDRAULICA



Como llevar a buen fin un proyecto
de minicentral hidroeléctrica



European Small Hydropower Association



Comisión de las
Comunidades Europeas

DIRECCIÓN GENERAL DE ENERGIA (DG XVII)

El dibujo que compone la portada está inspirado en una fotografía aparecida en un libro publicado por el INIC (Instituto Nacional de Investigaçao Cientifica) de Portugal, "Sistemas de Muagem" de Fernando Gallano, Ernesto Veiga de Olivera y Benjamin Pereira.

DIRECCIÓN PARA OBTENER MÁS INFORMACIÓN:

DG XVII
Comisión Europea
200 rue de la Loi
B-1049 Bruselas
Bélgica

Fax: +32-2-295 0150

E-Mail: info@bxl.dg17.cec.be

World Wide Web <http://europa.eu.int/en/comm/dg17/dg17home.htm>

“El objetivo global de la política energética de la Comunidad es contribuir a garantizar la seguridad de abastecimiento de energía a los ciudadanos y las empresas europeas a precios competitivos y de forma compatible con la preservación del medio ambiente. La DG XVII pone en marcha, coordina y gestiona acciones de política energética al nivel europeo en los campos de los combustibles sólidos, el petróleo, el gas, la electricidad, la energía nuclear, las fuentes energéticas renovables y el uso racional de la energía. Las acciones más importantes se refieren a la seguridad de abastecimiento de energía y a la cooperación internacional en el campo de la energía, a la integración de los mercados de energía, al fomento del desarrollo sostenible de los recursos energéticos y, por último, al fomento de la investigación y el desarrollo tecnológico en el campo de la energía a través de proyectos de demostración. La DG XVII gestiona varios programas como SYNERGY, SAVE, ALTENER y THERMIE. Para obtener más información se pueden consultar las páginas de la DG XVII en EUROPA, el servidor de la Comisión en la World Wide Web”.

Documentos publicados DG XVII - 97/010.

AVISO LEGAL

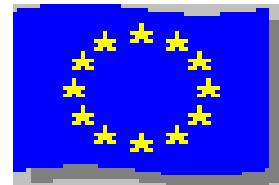
NINGUNA PERSONA DE LA COMISIÓN O ACTUANDO EN NOMBRE DE LA COMISIÓN ES RESPONSABLE
DEL USO QUE PUEDA HACERSE DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE MANUAL

DIRECCIÓN GENERAL DE ENERGIA (DG XVII)

MANUAL DE PEQUEÑA HIDRÁULICA

Como llevar a buen fin un proyecto de minicentral hidroeléctrica

1998



C O M I S I Ó N E U R O P E A

EDITOR

Celso Penche

Dr Ingeniero de Minas (U.Politécnica de Madrid)

Este manual es una versión actualizada del “Layman’s Handbook on how to develop a Small Hydro Site” publicado en 1993 por la Dirección General de Energía (DG XVII) de la Comisión de las Comunidades Europeas. Aunque se ha utilizado una gran parte del mismo, su estructura ha variado radicalmente. En primer lugar el manual se publica en un solo volumen. Para hacer frente a los casos de ruina analizados en los últimos años, se ha introducido un capítulo que profundiza en el estudio del conocimiento geológico del terreno. El capítulo destinado a estudiar el recurso hidráulico incluía los principios de mecánica hidráulica en que se basa el cálculo de los componentes de un aprovechamiento; en esta versión se han ampliado los conceptos hidráulicos, segregando el tema del recurso hidráulico para dar entrada a las posibilidades abiertas por el programa informático “Atlas Europeo de Recursos Mini-Hidráulicos”; En el capítulo dedicado al análisis económico se mencionan diversos métodos para calcular la inversión, casi todos ellos basados en programas informáticos fácilmente accesibles al proyectista, y se incluyen curvas que facilitan su estimación. En el manual se utilizan con frecuencia, para el dimensionamiento de canales, tuberías forzadas, golpe de ariete, etc. hojas electrónicas, dándose instrucciones para facilitar su manejo. Por el contrario se ha reducido considerablemente el capítulo dedicado a los procedimientos administrativos y a las tarifas de compra de la electricidad. La desregulación creciente del sector eléctrico, con la desaparición de los monopolios deja sin valor los anteriores estudios llevados a cabo por ESHA en colaboración con la Comisión. Está amaneciendo un futuro nuevo para las renovables, en el que las exigencias planteadas por la reciente conferencia de Kioto sobre cambio climático, se van a enfrentar a una disminución sensible en los precios de venta de la electricidad.

El EDITOR
Celso Penche
Doctor Ingeniero de Minas

Agradecimientos

Este manual es una actualización en español de la versión original del "Layman's Guidebook On How To Develop A Small Hydro Site" que describía los pasos a seguir para poner en marcha un aprovechamiento de pequeña hidráulica.

La estructura del manual ha variado con respecto a la primera versión inglesa publicada en 1993. En primer lugar el manual se publica ahora en un solo volumen; el antiguo capítulo 5º se ha dividido en dos: el 2º, que explica los fundamentos de la ingeniería hidráulica y el 3º, dedicado exclusivamente a estudiar el recurso hídrico y al que se incorpora una descripción del "Atlas Europeo de Recursos hidráulicos en pequeños aprovechamientos", innovadora herramienta específicamente desarrollada por ESHA, bajo contrato con la C.E, para estimar el recurso. En este contexto, hay que agradecer la colaboración del Institute of Hydrology del Reino Unido, subcontratista principal, al autorizarnos a transcribir párrafos enteros del Manual de Referencia de dicho Atlas. La ayuda de Gwyn Rees y Karen Kroker para llevar a buen fin esa transcripción se considera inestimable. Una obra como esta solo puede ser el resultado de la conjunción de muchos esfuerzos e inestimables colaboraciones.

Aunque desde que se publicó la primera versión del manual se han puesto en marcha multitud de aprovechamientos, la potencia actualmente instalada en la U.E. hubiese sido mucho más elevada, si hubiesen sido más fluidos los procedimientos administrativos de autorización. Más de medio centenar de autorizaciones están aún bloqueadas, debido fundamentalmente a problemas medioambientales. Para intentar corregir esta situación se ha ampliado el capítulo dedicado a la mitigación del impacto ambiental (Capítulo 7), sobre la base de los trabajos presentados a las conferencias HIDROENERGIA y muy especialmente al seminario THERMIE "Estrategias para minimizar las afecciones medioambientales de las energías minihidráulica y eólica", que tuvo lugar en Victoria (España) en Octubre de 1996.

En HIDROENERGIA 95 (Milán), dos expertos bien conocidos, Bryan Leyland de Australia y Freddy Issambert de Francia, presentaron varios casos reales en los que se habían producido fallos, debidos en buena parte a la falta de estudios geológicos adecuados. Habida cuenta de estas desgraciadas experiencias creímos necesario incorporar un nuevo capítulo, el 4º, en donde se analizan en detalle las técnicas de reconocimiento del terreno. La gran mayoría de ese capítulo ha sido redactado por Alberto Foyo, Catedrático de Ingeniería del Terreno, en la E. T. S. I. C. P de la Universidad de Cantabria (España) a quien sinceramente agradecemos su colaboración..

Otras fuentes de inspiración en la redacción de este manual han sido, el "Micro Hydropower Sourcebook" de A. R. Inversin (NRCA 1986), el "Small and Mini Hydropower" de J.J. Fritz (1984), y las "Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants" (ASCE, 1995), de los cuales se han extraído algunas de las ilustraciones. Todos están debidamente referenciados en los correspondientes capítulos. Merece especial mención la autorización de Allen Inversin para reproducir el Apéndice X de su libro en el que describe el fenómeno del golpe de ariete. Aunque se solicitó expresamente para la versión española se incluyó también finalmente en la versión inglesa. Nos complace destacar el espíritu de colaboración de todos los que han dedicado sus esfuerzos a difundir la tecnología de la pequeña hidráulica. Todos ellos nos han autorizado a reproducir parcialmente sus trabajos. Una vez más tenemos que mencionar a Eric M. Wilson, responsable de buena parte del contenido de la primera versión y cuya ayuda en su puesta al día ha resultado fundamental.

Tenemos que agradecer tanto a Alberto Foyo, como a José María Marquiegui (Navarro S.A.), que por otra parte han aportado algunas de las mejores fotografías, el esfuerzo dedicado a corregir el original español y a sugerir modificaciones.

Finalmente es de justicia destacar el apoyo recibido de nuestro Presidente, Henri Baguenier, sin cuyas palabras de animo no habríamos sido capaces de llevar a buen término la ardua labor de corregir todos los errores tipográficos que plagaron la primera versión y de adaptar la estructura y contenido de aquella a las necesidades del mercado, labor que fué llevada a cabo directamente sobre la versión española.

Contenido

1. Introducción

1.0 Un recurso renovable y autóctono	15
1.1 Definición de pequeños aprovechamientos	16
1.2 Opciones Técnicas	16
1.2.1 Aprovechamientos de agua fluyente	17
1.2.2 Centrales de pie de presa	19
1.2.3 Centrales integradas en un canal de riego	21
1.2.4 Centrales en sistemas de alimentación de agua potable	21
1.3 Planificación y evaluación de un aprovechamiento	22

2 Fundamentos de ingeniería hidráulica

2.0 Introducción	25
2.1 Circulación del agua en conductos cerrados	25
2.1.1 Pérdida de carga por fricción	27
2.1.2 Pérdida de carga por turbulencia	37
2.1.2.1 Pérdidas en las rejillas de limpieza	37
2.1.2.2 Pérdida por contracción o expansión de la vena	38
2.1.2.3 Pérdida por curvatura de vena	40
2.1.2.4 Pérdida a través de las válvulas	41
2.1.3 Regímenes transitorios	41
2.2 Circulación del agua en conductos abiertos	44
2.2.1 Tipos de flujos	45
2.2.2 Conceptos de flujo uniforme	46
2.2.3 Principios de energía en canales abiertos	48
2.2.4 Programas de ordenador	53

3 El recurso hídrico y su potencial

3.0 Introducción	55
3.1 Registros de datos hidrológicos	56
3.2 Medidas directas del caudal	57
3.2.1 Método de medida del área transversal y de la velocidad media	57
3.2.1.1 Cálculo del área de la sección transversal	60
3.2.1.2 Cálculo de la velocidad media en la sección transversal	60
3.2.2 Medida directa del caudal por dilución de un soluto en la corriente	62
3.2.3 Medida del caudal mediante el uso de un aliviadero	64
3.2.4 Medida del caudal por la pendiente de la lámina de agua	65
3.3 Régimen de caudales	66
3.3.1 Hidrograma	66
3.3.2 Curva de caudales clasificados (CCC)	66
3.3.3 Curvas estándar de caudales clasificados	68
3.3.4 Curvas de caudales clasificados en tramos no aforados	68
3.3.5 Atlas Europeo de recursos hidráulicos para pequeñas centrales	69
3.3.6 Curvas de caudales clasificados para un mes determinado	73
3.3.7 Caudal ecológico o caudal reservado	73
3.4 Presión del agua o salto	73
3.4.1 Medida del salto bruto	73
3.4.2 Evaluación del salto neto	74
3.5 Potencia instalada y energía generada	75
3.5.1 Influencia de la variación de la altura del salto sobre la potencia	79
3.5.2 Cálculo en este caso de la producción anual a partir de la CCC	81
3.5.3 Almacenamiento diario para turbinar en horas punta	82

3.5.4 Caso de central con varias turbinas	82
3.5.5 Energía firme	83
4. Técnicas utilizadas para evaluar el terreno	
4.0 Generalidades	85
4.1 Cartografía	85
4.2 Estudios geotécnicos	86
4.2.1 Técnicas de estudio. Generalidades	87
4.2.2 Técnicas de estudio. Un caso práctico	89
4.2.2.1 El azud o presa de derivación	89
4.2.2.2 El canal de derivación a cielo abierto	91
4.2.2.3 El canal de derivación en túnel	93
4.2.2.4 La casa de máquinas	97
4.3 Aprender de los errores	99
5. Estructuras hidráulicas. Obra civil	
5.1 Estructuras de embalse y derivación	107
5.1.1 Presas	107
5.1.2 Azudes	107
5.1.3 Aliviaderos	112
5.1.4 Desagües de fondo	116
5.1.5 Desviación del río durante la construcción de la presa o el azud	116
5.2 Conducciones hidráulicas	116
5.2.1 Toma de agua	116
5.2.2 Cámara de carga	121
5.2.3 Equipos mecánicos en las tomas de agua	123
5.2.4 Canales abiertos	135
5.2.5 Tuberías forzadas	143
5.3 Canales de descarga	158
6. Equipos Electro-mecánicos	
6.0 Generalidades. Casa de Máquinas	161
6.1 Turbinas hidráulicas	165
6.1.1 Criterios de clasificación	165
6.1.1.1 Por como discurre el agua en la turbina	165
6.1.1.1.1 Turbinas de acción	166
Turbinas Pelton	166
Turbinas Turgo	166
Turbinas de flujo cruzado	167
6.1.1.1.2 Turbinas de reacción	168
Turbinas Francis	168
Turbinas Kaplan y de hélice	170
Bombas trabajando como turbinas	171
6.1.1.2 Por su velocidad específica	172
6.1.2 Criterios de selección	179
Altura del salto	179
Caudal	182
Velocidad específica	184
Cavitación	185
Velocidad de rotación	186
Velocidad de embalamiento	186

6.1.3 Rendimiento de las turbinas	187
6.1.4 Curvas características de las turbinas	189
Curvas par-velocidad.	189
Curvas potencia-velocidad	189
Curvas caudal velocidad	189
Curvas de nivel	191
6.1.5 Funcionamiento de una turbina bajo parámetros diferentes	191
6.2 Multiplicadores de velocidad	192
6.2.1 Tipos de multiplicadores	192
paralelos.....	192
cónicos	192
epicicloides	192
6.2.2 Diseño del multiplicador	192
6.2.3 Mantenimiento	194
6.3 Generadores	195
6.3.1 Disposición del generador con respecto a la turbina	196
6.3.2 Excitación	197
Excitadoras rotativas de corriente continua	197
Excitadoras de corriente alterna sin escobillas	197
Excitadoras estáticas	197
6.3.3 Equipos de regulación de tensión y sincronización	197
6.3.3.1 Generadores asincrónicos	197
6.3.3.2 Generadores síncronos	198
6.4 Control	198
6.5 Equipos de sincronización y protección eléctrica	201
Protección tierra-estator	202
Retorno de energía	202
6.6 Control automático	203
6.7 Equipo eléctrico auxiliar	205
6.7.1 Transformador de servicio	205
6.7.2 Suministro de corriente continuo para el sistema de control	205
6.7.3 Registro de niveles en la cámara de carga y en el canal de descarga	205
6.7.4 Subestación al aire libre	206
6.8 Ejemplos	207
Programas informáticos relacionados con este capítulo:	211
7. Mitigación del impacto medio-ambiental	
7.0 Los impactos globales	213
7.1 Identificación de los impactos en las pequeñas centrales	214
7.2 Los impactos en fase de construcción	216
7.2.1 Embalses	216
7.2.2 Tomas de agua, canales, tuberías a presión, canal de descarga, etc.	216
7.3 Los impactos en fase de explotación	217
7.3.1 Impacto sónico	217
7.3.2 Impacto paisajístico	219
7.3.3 Impactos biológicos	227
7.3.3.1 En el embalse	227
7.3.3.2 En el cauce del río	227
7.3.3.2.1 Caudal ecológico	227
7.3.3.2.2 Pasos ascendentes	231

7.3.3.2.3 Pasos descendentes	238
Sistemas de recogida y liberación	247
7.3.3.3 En la tierra	248
7.3.4 Arqueología, objetos culturales	248
7.4 Los impactos de las líneas eléctricas de transmisión	249
7.4.1 Impacto visual	249
7.4.2 Impacto sobre los humanos	250
7.4.3 Impacto sobre las aves	250
7.5 Conclusiones	250
8 Análisis económico	
8.0 Introducción	253
8.1 Consideraciones básicas	253
8.2 Matemáticas financieras	258
8.3 Métodos de evaluación económica	259
8.3.1 Métodos estáticos (no tienen en cuenta el costo de oportunidad)	259
8.3.2 Métodos dinámicos	260
Ejemplo 8.1	262
8.4 Análisis financiero de algunas centrales europeas.	267
9. Procedimientos administrativos	
9.0 Introducción	269
9.1 Aspectos económicos	269
9.2 Aspectos técnicos	271
9.3 Aspectos relativos al procedimiento administrativo	272
9.4. Requisitos medioambientales	274
9.4.1 Caudal ecológico	274
Glosario	277

1. Introducción

1.0 Un recurso renovable y autóctono

La crisis energética de 1973 y 1979, originada por la brusca subida de los precios del petróleo, propició el desarrollo de los recursos renovables autóctonos e inextinguibles, en contraposición a los recursos fósiles, limitados en el espacio y en el tiempo. Más tarde, cuando las predicciones acerca del agotamiento de los recursos fósiles resultaron ser excesivamente pesimistas, la preocupación general por el fenómeno del calentamiento global del planeta, en buena parte debida a las emisiones de CO_2 , SO_2 y NO_x en los procesos de generación de energía eléctrica con combustibles fósiles, y las incertidumbres planteadas por el futuro de los residuos nucleares, volvieron a poner de relieve las ventajas de generar electricidad con recursos renovables. Se llegó incluso a poner sobre la mesa la aplicación de un impuesto neutro, la ecotasa, para penalizar la combustión de recursos fósiles y externalizar los costes de generación

Actualmente el 11.7% del total de la energía eléctrica generada en la Unión Europea es de origen hidroeléctrico, con lo que las emisiones de anhídrido carbónico - uno de los grandes objetivos de la política comunitaria - se reducen en más de 67 millones de toneladas año. Ahora bien, así como los aprovechamientos hidroeléctricos convencionales, en los que la importancia de la obra civil y la necesaria inundación de grandes áreas para embalsar el agua y crear la necesaria altura de salto, dan lugar a importantes impactos en el entorno, los pequeños aprovechamientos - considerando como tales los de potencia instalada no superior a 10 MW - , se integran fácilmente en el ecosistema más sensible si están bien diseñados.

Los pequeños aprovechamientos hidroeléctricos no necesitan utilizar grandes presas ni disponer de embalses, aunque si ya existen, y se pueden compatibilizar con los usos para los que fueron construidos, siempre ayudan. La mayoría de los pequeños aprovechamientos hidroeléctricos son del tipo de agua fluyente, lo que quiere decir que las turbinas generan electricidad mientras pase por ellas un caudal igual o superior a su mínimo técnico y se paran cuando el caudal desciende por debajo de ese nivel. Este tipo de aprovechamientos plantea problemas cuando tiene que abastecer una zona eléctricamente aislada, en cuyo caso habrá que diseñar el sistema para que pueda trabajar el mayor tiempo posible a lo largo del año, lo que conllevará una reducción en la potencia instalada, que será muy inferior a la económicamente óptima, y aún así no podrá cumplir sus fines si el río llegase a secarse .

En los países industrializados, y en muchos de los países en vías de desarrollo, estos aprovechamientos se conectan, en general, a la red principal. Con esta solución la red toma a su cargo la regulación de la frecuencia, pero obliga al productor a negociar con sus propietarios el precio de venta de la unidad de energía entregada, precio que hasta ahora, al menos en la mayoría de los países comunitarios, ha estado regulado por los gobiernos nacionales. Sin embargo, la anunciada desregulación del mercado eléctrico en Europa, puede colocar a los pequeños productores en una posición de debilidad al negociar con las compañías eléctricas, el precio de venta de su energía.

Por otra parte, incluso para enfrentarse a unos objetivos tan poco ambiciosos como los acordados en la reciente Conferencia de Kioto sobre Cambio Climático,

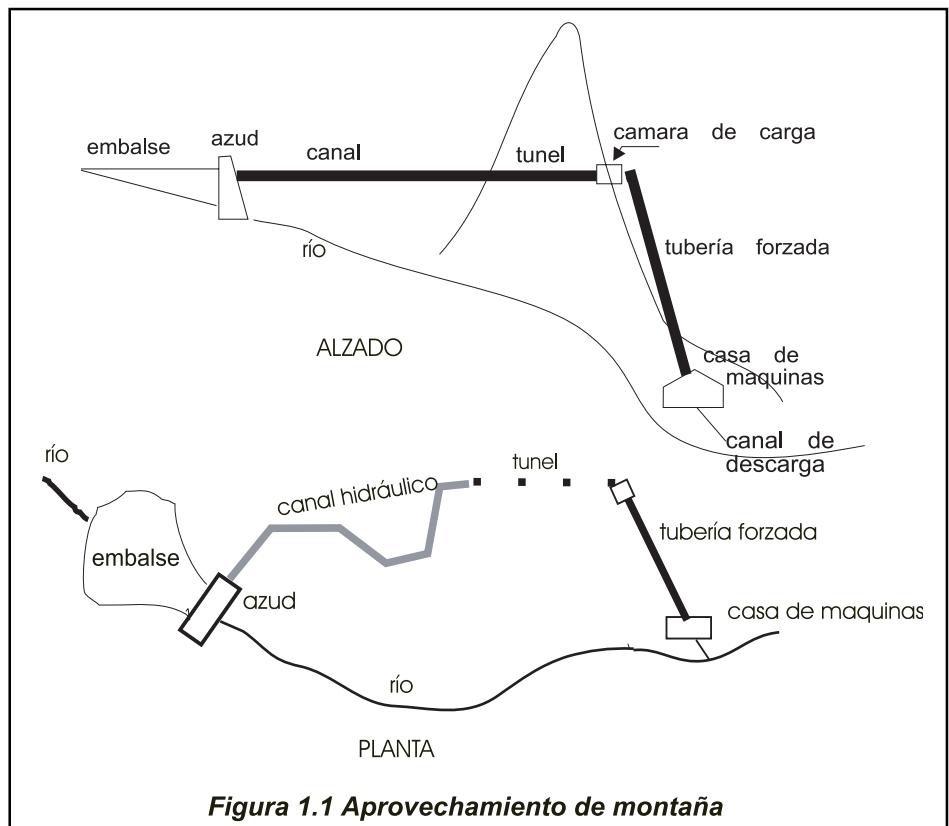
los gobiernos tendrán que promocionar, mediante alguna fórmula incentivadora, la utilización de renovables en la generación de energía eléctrica. En esta línea se mueve el programa ALTENER, uno de cuyos objetivos es triplicar, en el 2005, la energía eléctrica que actualmente se genera con recursos renovables.

1.1 Definición de pequeños aprovechamientos

No existe consenso, entre los estados miembros de la Unión Europea, para definir la pequeña hidráulica. Algunos países como Portugal, España, Irlanda y más recientemente Grecia y Bélgica, consideran "pequeñas" todas las centrales cuya potencia instalada no supera los 10 MW. En Italia el límite parece situarse en los 3 MW (la energía procedente de plantas de mayor tamaño se vende a un precio sensiblemente inferior), en Francia el límite está en 8 MW y el Reino Unido parece favorecer la cifra de 5 MW. En lo que sigue se han adoptado los 10 MW, siguiendo el criterio de 5 países miembros, la Comisión Europea, la ESHA y la UNIPEDE (Unión Internacional de Productores y Distribuidores de Electricidad)

1.2 Opciones Técnicas

El objetivo de un aprovechamiento hidroeléctrico es convertir la energía potencial



de una masa de agua situada en un punto - el más alto del aprovechamiento - en energía eléctrica, disponible en el punto más bajo, donde está ubicada la casa de máquinas. La potencia eléctrica que se obtiene en un aprovechamiento es proporcional al caudal utilizado y a la altura del salto

De acuerdo con la altura del salto los aprovechamientos pueden clasificarse en

- De alta caída: salto de más de 150 m
- De media caída: salto entre 50 y 150 m
- De baja caída: salto entre 2 y 20 m

Estos límites son arbitrarios y solo constituyen un criterio de clasificación.

Otra clasificación en función del tipo de central sería la de:

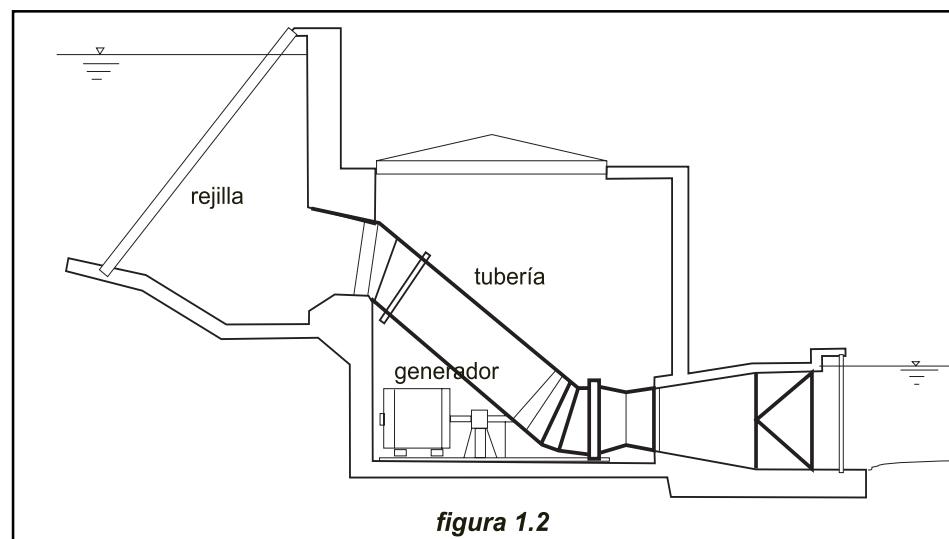
- Aprovechamientos de agua fluyente
- Centrales a pie de presa con regulación propia
- Centrales en canal de riego o tubería de abastecimiento de agua

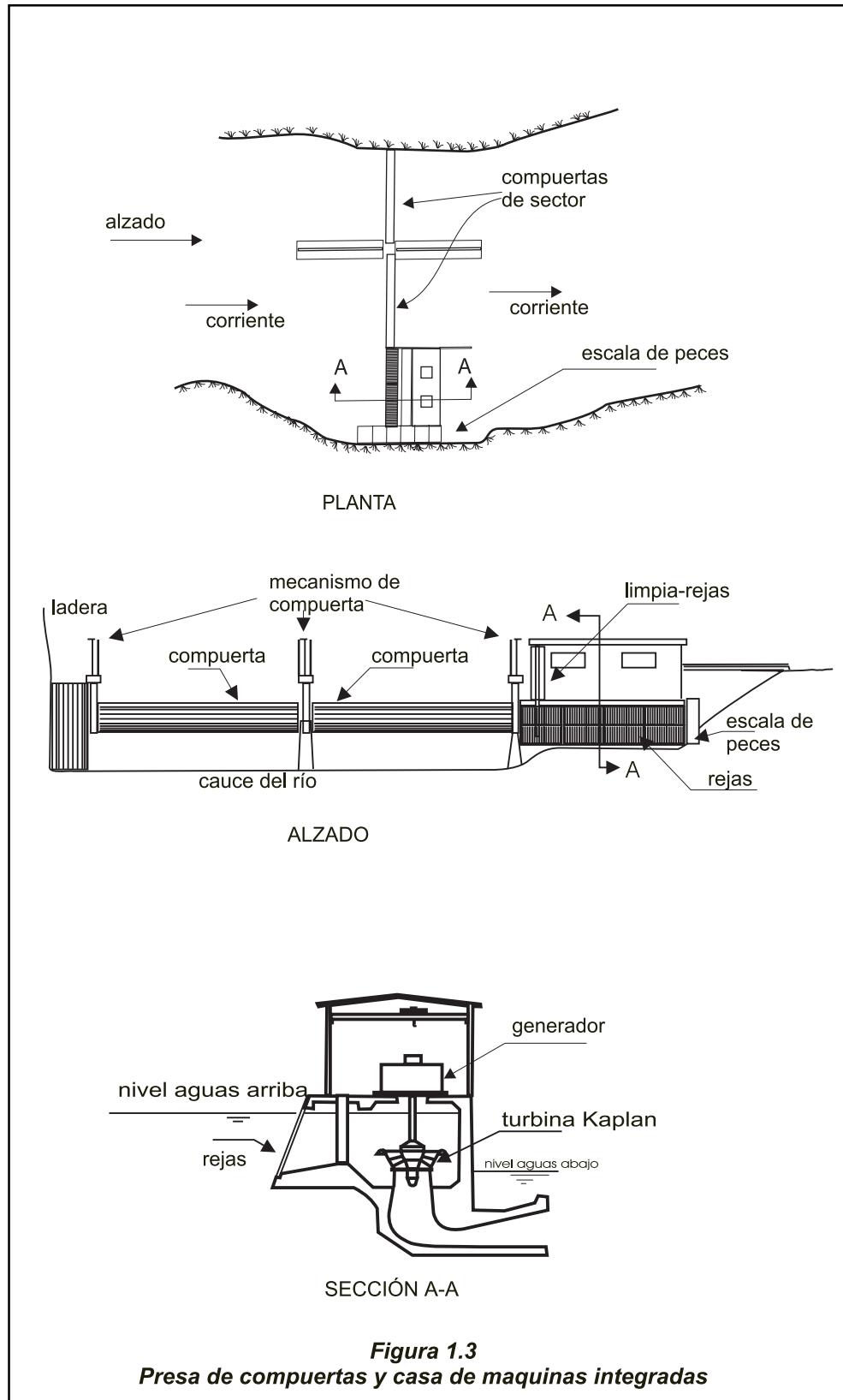
1.2.1 Aprovechamientos de agua fluyente

Son aquellos aprovechamientos que no disponen de embalse regulador importante, de modo que la central trabaja mientras el caudal que circula por el cauce del río es superior al mínimo técnico de las turbinas instaladas, y deja de funcionar cuando desciende por debajo de ese valor.

Dentro de este concepto, y dependiendo de la topografía del terreno, pueden diferenciarse varias soluciones :

Los aprovechamientos de media y alta caída en ríos de fuerte pendiente, utilizan un azud o presa, generalmente de baja altura, que remansa el agua elevando su cota para desviarla hacia una estructura de toma. Desde esta, una tubería a presión conduce el agua directamente a la central. Las tuberías a presión son relativamente caras por lo que esta solución muchas veces tiene un coste elevado. La alternativa (Fig. 1.1) es llevar el agua por un canal de poca pendiente, que discurre





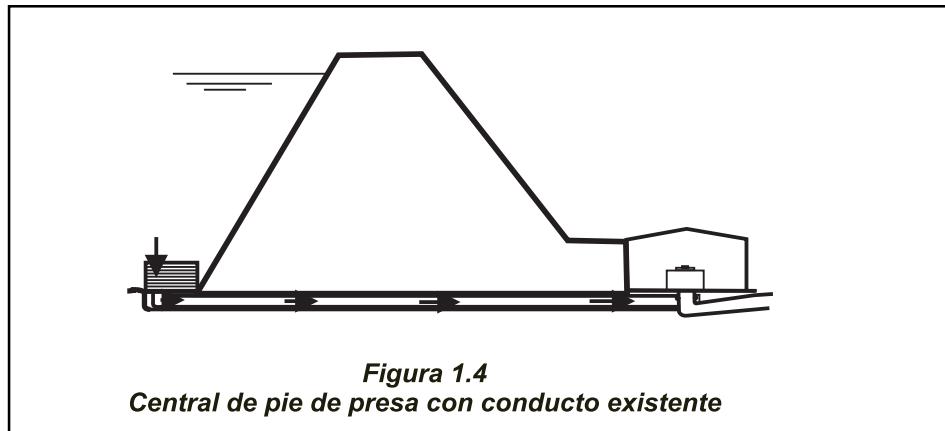


Figura 1.4
Central de pie de presa con conducto existente

paralelo al río, hasta la cámara de carga, desde la que una tubería forzada la conduce a presión a la casa de máquinas. Si las características topográficas o morfológicas del terreno no son favorables, el canal puede no ser la solución óptima. En estos casos, una tubería de baja presión, aunque generalmente más costosa en sí misma, puede resultar económica. A la salida de las turbinas el agua se restituye al cauce mediante un canal de desagüe.

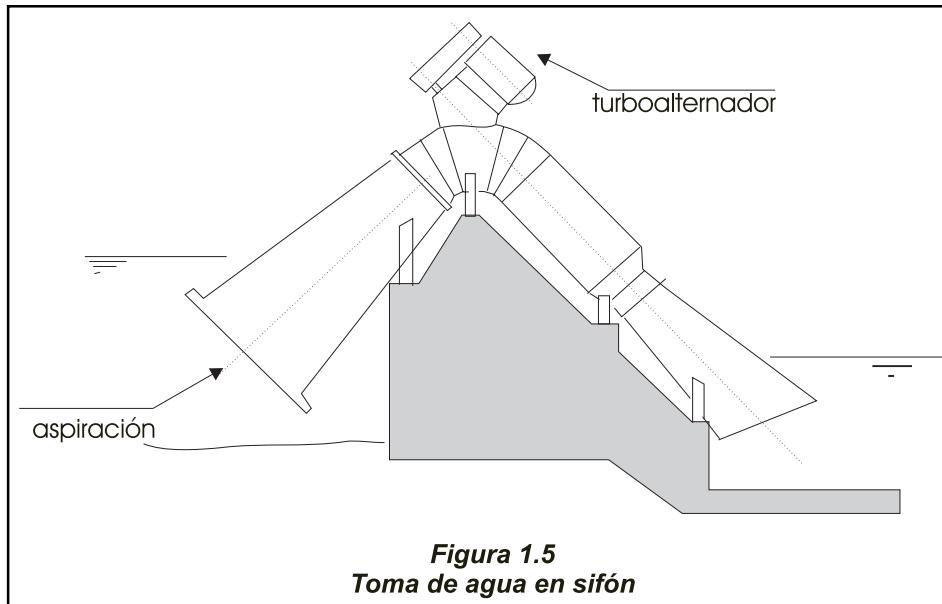
En ocasiones la presa de derivación se dimensiona para crear un pequeño embalse con capacidad para poder turbinar solo en horas punta, en las que el precio pagado por el kWh es más favorable. En otras, la cámara de presión puede convertirse en un pequeño depósito regulador, aprovechando las posibilidades que ofrecen hoy los geotextiles.

Los aprovechamientos de baja altura son esquemas típicos de valle, que admiten dos soluciones. O bien un canal, similar al de los aprovechamientos de montaña, conduce el agua a una cámara de carga de la que sale una tubería forzada corta (Fig. 1.2), o no existiendo topográficamente altura de salto, este se constituye mediante una presa, generalmente provista de aliviaderos de compuerta. En este tipo de centrales, la presa, la toma de agua y la casa de máquinas propiamente dicha, con su escala de peces adosada, forman una estructura única (figura 1.3).

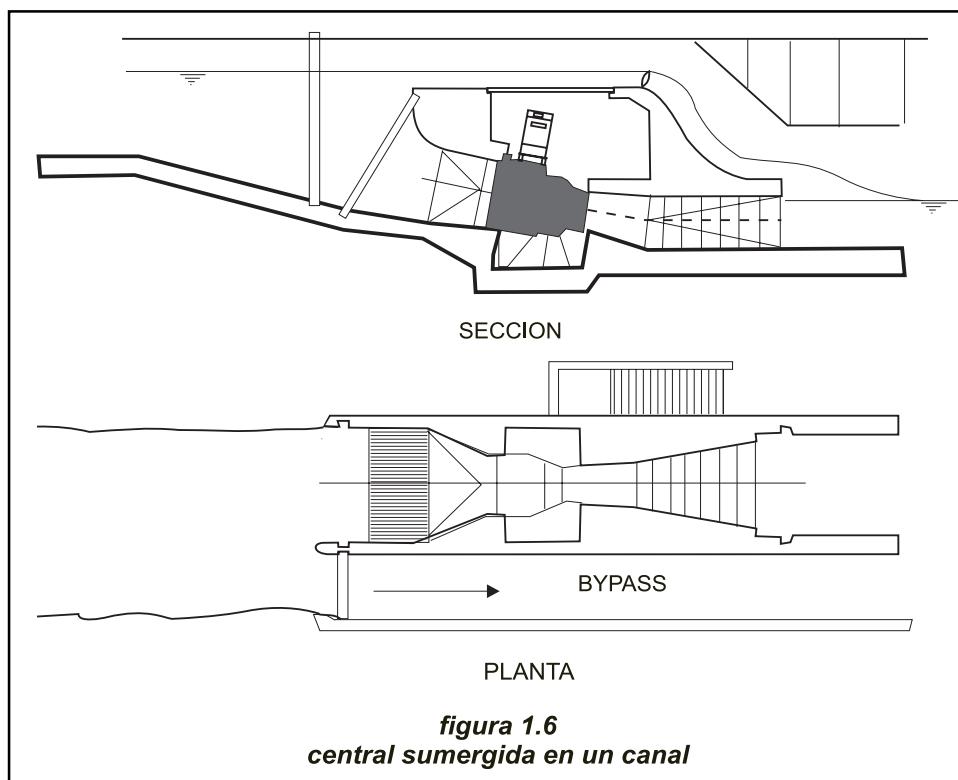
1.2.2 Centrales de pie de presa

La existencia de un embalse regulador permite independizar, dentro de ciertos límites, la producción de electricidad del caudal natural del río que lo alimenta. Con un embalse se puede programar la generación para hacer frente a la demanda, o para generar en horas punta en las que la unidad de energía se revaloriza. Un pequeño aprovechamiento hidroeléctrico es raramente compatible con un gran embalse, dado el elevado coste de la presa y sus instalaciones anexas. No obstante, si existen embalses construidos para otros usos - regulación de caudal, protección contra avenidas, riegos, alimentación de agua potable, etc. - se puede generar electricidad con los caudales excedentes, o con los desembalses para riegos y abducción de agua, e incluso con el caudal ecológico que está obligado a mantener el embalse.

La central suele situarse a pie de presa, alimentada por un conducto existente en el fondo (Fig. 1.4), o por un sifón en caso de que no existiese ninguna toma de agua



prevista. En este último caso, la tubería forzada pasa sobre el borde superior de la presa sin apenas afectar a su estructura. La turbina puede estar ubicada en el tramo ascendente del sifón, en la coronación de la presa o en el tramo descendente (Fig. 1.5). El salto será equivalente en cualquier caso a la altura de la presa. El salto no suele superar los 10 m - aunque existen ejemplos de tomas de agua por sifón de hasta 30,5 m - y el caudal circulante puede oscilar entre menos de 1 m³/s



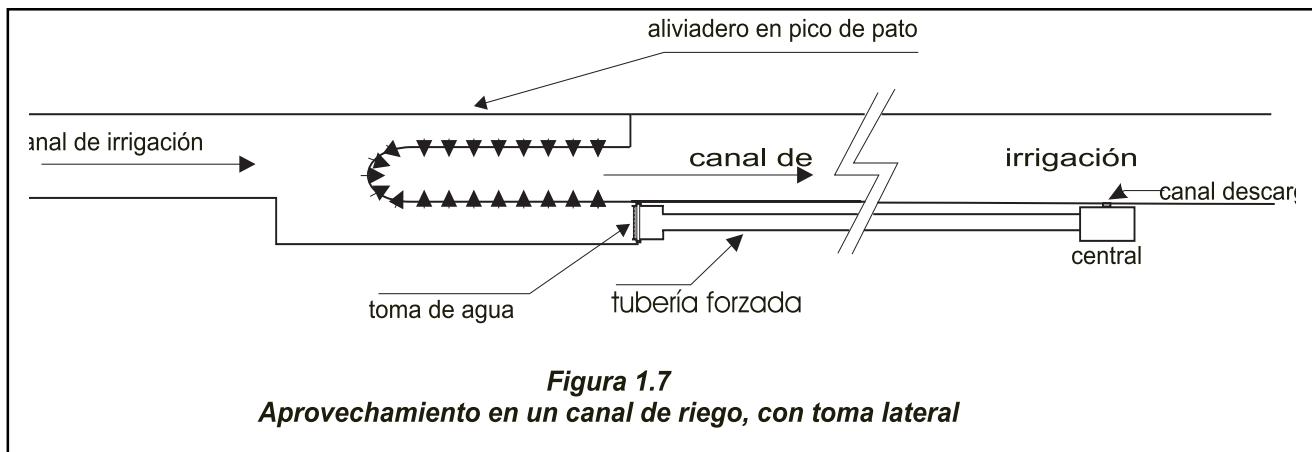


Figura 1.7
Aprovechamiento en un canal de riego, con toma lateral

y $70 \text{ m}^3/\text{s}$. La solución es elegante porque no exige realizar obras de fabrica en la presa y porque el conjunto puede ser transportado a obra, completamente premontado. Por añadidura elimina los dispositivos de cierre, ya que para arrancar la turbina basta cebar el sifón con una bomba de vacío y para pararla, descebarlo abriendo una ventosa que deja entrar el aire en la cúspide del mismo.

1.2.3 Centrales integradas en un canal de riego

Es factible instalar una central hidroeléctrica aprovechando una rápida en un canal de irrigación, ya sea ensanchando el canal, para poder instalar en el la toma de agua, la central y el canal de fuga, o construir una toma lateral, que alimente una tubería forzada instalada a lo largo del canal. La primera alternativa es más económica, sobre todo si el salto es pequeño, pero exige planear simultáneamente el canal y la central. La segunda permite aprovechar la rápida con el canal en funcionamiento.

Si el salto es del orden de los 6 m, puede construirse en el cauce del canal una estructura como la de la figura 1.2, o una central sumergida, como la que muestra la figura 1.6. Como se observa, es necesario prever un bypass que asegure el suministro de agua a los regadíos, en caso de cierre brusco de la turbina. La figura 1.7 muestra un ejemplo de la segunda alternativa, en la que la toma de agua lateral alimenta una tubería forzada que corre paralela al mismo canal. Dada la escasa anchura del canal, la toma incorpora un aliviadero en pico de pato, para aumentar la longitud del vertedero. La fotografía 1.1 muestra el canal lateral en su entrada a la cámara de carga de la central. El agua, una vez turbinada, se restituye al canal. Como en estos canales no existe fauna piscícola, no es necesario construir escalas de peces ni mantener un caudal ecológico determinado.

1.2.4 Centrales en sistemas de alimentación de agua potable

La conducción de agua potable a una ciudad se suele plantear como una tubería a presión que conduce el agua desde un embalse a la estación de tratamiento, a cuya entrada, un sistema de válvulas especialmente concebidas para ello se encargan de disipar la energía hidrostática, que en general es importante. Existe la posibilidad de sustituir estas válvulas de disipación por una turbina que convierta esa energía



Foto 1.1

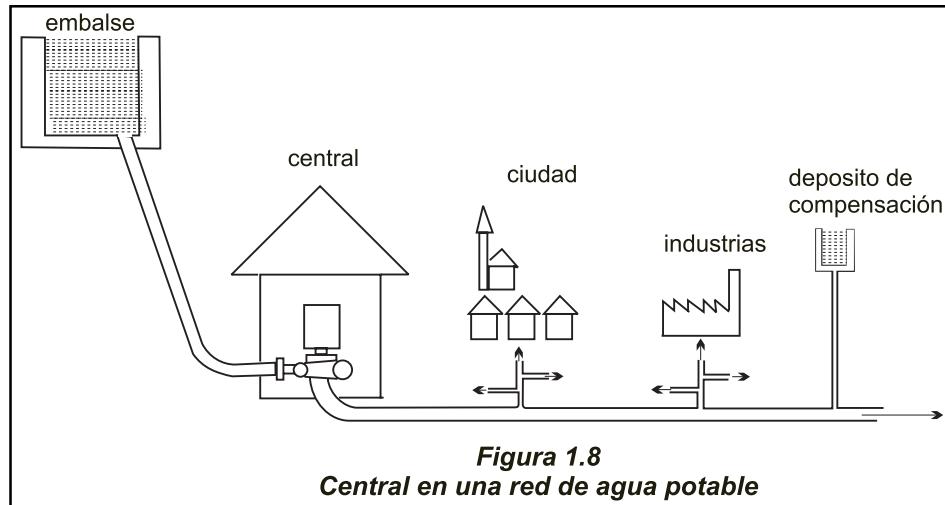
disipada, en energía eléctrica utilizable. Esta solución conlleva la utilización de una, o varias válvulas de bypass para garantizar la continuidad de suministro de agua en caso de parada de la turbina. Como la tubería suele ser de gran longitud y en ocasiones no está en muy buenas condiciones, es necesario garantizar que el funcionamiento de las válvulas que gobiernan el cierre de la turbina y la apertura simultánea del bypass, no darán lugar a sobrepresiones transitorias que pongan en peligro la conducción, ni alteren las condiciones en que tiene lugar el suministro.

En ocasiones estos aprovechamientos trabajan en contrapresión. Así como en un aprovechamiento convencional, el agua a la salida de la turbina está a la presión atmosférica, aquí está sujeta a la contrapresión de la red o de la estación de tratamiento. La figura 1.8 muestra esquemáticamente la configuración de una central de este tipo que exige un sistema de regulación y control muy particulares. Para los que estén interesados en este tema se recomienda la lectura del trabajo "Système de régulation pour centrale hydroélectrique dans le réseau d'eau potable avec décharge en contre pression", de Dr. Ing. Daniel Boscolo, presentando a HIDROENERGIA 93, en el que se estudian los principios de regulación de este tipo de centrales, basado en un modelo eléctrico.

1.3 Planificación y evaluación de un aprovechamiento

El estudio de un aprovechamiento constituye un proceso complejo e iterativo, durante el cual, se comparan desde una óptica económica, pero sin perder de vista su impacto ambiental, los diferentes esquemas tecnológicos posibles, para terminar escogiendo el que más ventajas ofrece.

Las posibles soluciones tecnológicas vienen condicionadas además de por los factores ya mencionados, por la topografía del terreno y por la sensibilidad ambiental.



tal de la zona. Así pues, aunque es difícil elaborar una guía metodológica para la evaluación de un aprovechamiento, sí se pueden indicar los pasos fundamentales que hay que seguir, antes de proceder o no a un estudio detallado de factibilidad.

Estos pasos constituyen la estructura de este manual y se pueden definir como:

- Identificación topográfica del lugar, incluido el salto bruto disponible
- Evaluación de los recursos hidráulicos, para calcular la producción de energía
- Definición del aprovechamiento y evaluación preliminar de su costo
- Evaluación del impacto ambiental y estudio de las medidas correctoras
- Posibilidades de financiación y estudio económico del aprovechamiento
- Conocimiento de los requisitos institucionales y de los procedimientos administrativos para su autorización.

El comportamiento del agua fluyendo por los cauces naturales, vertiendo sobre los aliviaderos, circulando por los canales y tuberías a presión y accionando las turbinas, obedece a unos principios hidráulicos, basados en la mecánica de los fluidos y en la experiencia acumulada durante siglos. En el capítulo 2 se estudian esos principios, con la extensión y profundidad coherentes con un manual de pequeñas centrales, como es éste.

Para estudiar la viabilidad de un aprovechamiento es necesario comenzar por evaluar su potencial energético, que es una función del caudal que se puede turbinar y del salto disponible - distancia medida en vertical, entre el nivel de la lámina de agua en la derivación y a la salida de la turbina. El salto se puede medir fácilmente con un nivel, un taquímetro o un clinómetro, y salvo en los saltos de poca altura puede considerarse que permanece constante. El caudal por otra parte viene afectado por multitud de factores: pluviometría, naturaleza del terreno, cubierta vegetal, y temperatura en la cuenca de recepción. Hoy en día hay muchas cuencas que disponen de series temporales de caudales perfectamente fiables. En el Capítulo 3 se identifican las agencias gubernamentales que están en situación de poder proporcionar los datos hidrológicos de las cuencas aforadas, y se estudian modelos y herramientas que permiten estimar el caudal medio y el régimen de caudales, en las no aforadas.

El capítulo 4 contempla las técnicas utilizadas para evaluar un emplazamiento: cartografía, geomorfología, trabajos de campo, etc.

En el Capítulo 5 se estudian las estructuras hidráulicas que integran, o pueden integrar, un aprovechamiento - azudes, tomas de agua, canales hidráulicos, túneles, aliviaderos etc, - y el estado del arte para su diseño.

El capítulo 6 está destinado a los equipos electromecánicos que convertirán la energía potencial del agua, en energía eléctrica. Se estudian los tipos de turbinas existentes y sus campos de aplicación, los multiplicadores que con frecuencia se intercalan entre turbina y generador, y los generadores propiamente dichos. Dada la extensión alcanzada por los sistemas automáticos se pasa revista a sus posibilidades actuales, que son inmensas. En ningún caso se pretende profundizar en la teoría del funcionamiento de los distintos componentes, considerando que este dominio pertenece a los fabricantes, pero se dan criterios para su correcta selección.

En el capítulo 7 se aborda, en profundidad, el tema medioambiental, resaltando las ventajas que, desde el punto de vista global, ofrece este recurso, ventajas que no eluden la necesidad de mitigar los impactos en el ecosistema local. El tema es amplísimo y, en los momentos actuales, decisivo para la obtención de la autorización administrativa. Por eso se estudian, con más rigor que en la versión original del "Layman's Guidebook on how to develop a small hydro site", las medidas correctoras de los impactos previsibles.

En el capítulo 8 se explicitan las técnicas de análisis económico generalmente utilizadas para la toma de decisiones. Se comparan las diversas metodologías utilizadas, explicándolas sobre la base de tablas que muestran los flujos de caja generados por el aprovechamiento en estudio.

En el capítulo 9 se expone, a grandes rasgos, el marco institucional existente en los países de la Unión Europea. Desgraciadamente dada la situación fluida creada por las medidas de desregulación del mercado eléctrico Europeo, no es posible detallar los procedimientos administrativos con el detalle que figuran en el informe elaborado por ESHA, bajo contrato con la CE, Dirección General de Energía (DG-XVII), en Diciembre de 1994 -"Small Hydropower. General Framework for Legislation and Authorisation Procedures in the European Union".

2 Fundamentos de ingeniería hidráulica

2.0 Introducción

La ingeniería hidráulica, se fundamenta en la mecánica de los fluidos aunque en ocasiones, ante la imposibilidad de abordar un problema concreto mediante su análisis matemático, utilice formulas empíricas. Todavía no existe, ni posiblemente existirá nunca, una metodología general para el análisis matemático del movimiento de los fluidos reales. Sí se dispone, en cambio, de soluciones particulares a casos específicos, así como de una monumental base de datos resultado de la experiencia. Experiencia que se remonta al menos al 3.200 A.C. año en que se construyó un gigantesco sistema de drenaje e irrigación en Egipto, del que aun se conservan restos, o como mínimo al 500 A.C., cuando se construyó un colosal sistema de irrigación en Siechuan, China, que está todavía en servicio.

2.1 Circulación del agua en conductos cerrados

La energía contenida en un fluido incompresible que circula por el interior de un tubo, viene dada por la ecuación de Bernoulli:

$$H_1 = h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.1)$$

en la que H es la energía total, h la elevación de la línea de corriente sobre un plano de referencia, P la presión, γ el peso específico del fluido, V la velocidad de la línea de corriente y g la aceleración de la gravedad. La energía total en el punto 1 es pues la suma de la energía **potencial** h_1 , la energía de **presión** P_1/γ y la energía **cinética** $V_1^2/2g$.

Osborne Reynolds observó en el siglo pasado que, cuando se hace circular agua con un hilo de tinta en un tubo de cristal, a una velocidad suficientemente baja, el flujo exhibe un comportamiento típicamente laminar. El agua fluye en forma de tubos múltiples concéntricos, de pared muy delgada. El tubo virtual exterior se adhiere a la pared del tubo real, mientras que cada uno de los siguientes se desplaza a una velocidad ligeramente mayor que el anterior, hasta alcanzar un máximo en el centro del tubo. La distribución de la velocidad toma la forma de un paraboloide de revolución cuya velocidad media (figura 2.1) es el cincuenta por ciento del valor máximo en el eje del tubo.

Si se aumenta la velocidad llega un momento en el que el hilo de tinta se rompe bruscamente. Las partículas cercanas a la pared, frenan a las que circulan a mayor velocidad por el interior. En ese momento el flujo pasa a ser turbulento, y la distribución de velocidad es más plana. Reynolds encontró que el punto de transición de flujo laminar a flujo turbulento venía determinado por un número adimensional N_R (número de Reynolds) que, en el caso de un tubo de sección circular, viene dado por el producto de la densidad del fluido (ρ), el diámetro del tubo D (m), y la velocidad media V (m/seg), dividido por el coeficiente de viscosidad del líquido (μ). En la formula, v es la viscosidad cinemática del fluido (m^2/seg)

$$N_R = \frac{\rho DV}{\mu} = \frac{DV}{v} \quad . \quad (2.2)$$

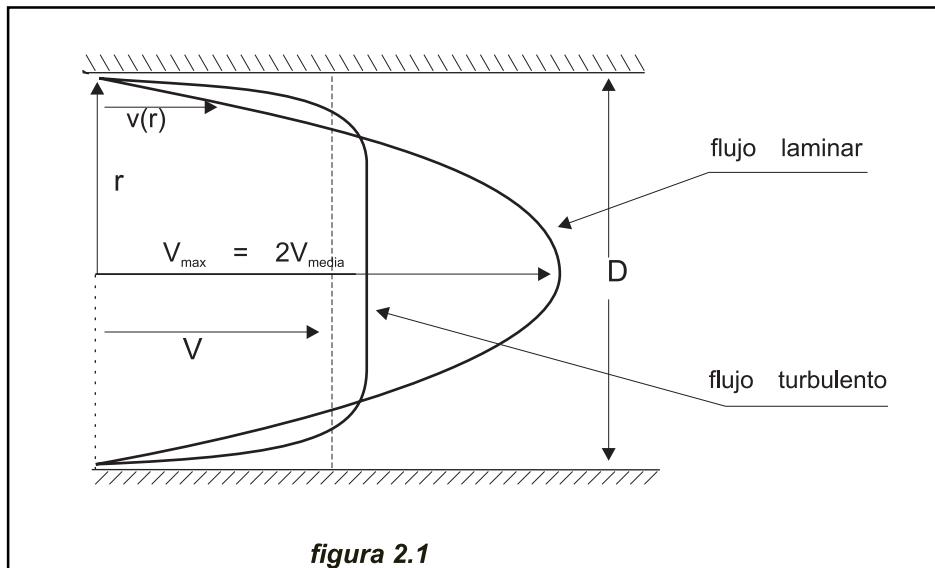


figura 2.1

Se ha encontrado experimentalmente que, en un fluido que circula por un tubo de sección circular y paredes lisas, la transición de flujo laminar a flujo turbulento ocurre aproximadamente cuando N_R alcanza el valor 2000. En realidad esta transición no siempre ocurre exactamente para $N_R = 2000$, sino que varía con las condiciones en que se realiza el experimento, de forma que más que un punto de transición lo que realmente existe es una zona de transición.

Ejemplo 2.1

Un tubo de sección circular, de 60 mm de diámetro conduce agua a 20°C. Calcular cual es el máximo caudal que puede circular en régimen laminar.

La viscosidad cinemática del agua a 20°C es $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$. Admitiendo un valor - conservador - para N_R de 2000 tendremos:

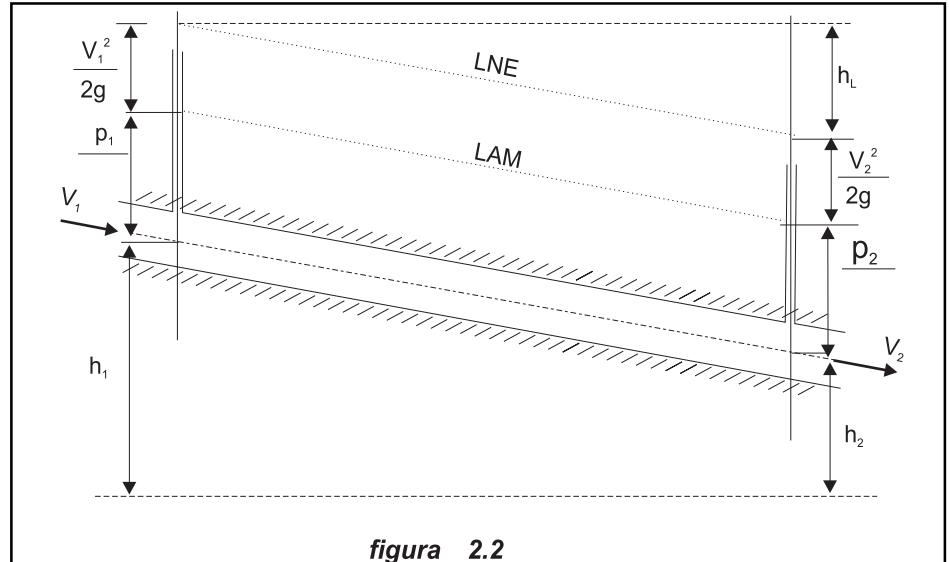
$$V = 2000/\text{seg} \times 10^{-6} / 0,06 = 0,033 \text{ m/seg}$$

$$Q = AV = \pi/4 \times 0,06^2 \times 0,033 = 3,73 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg} = 0,373 \text{ l/seg}$$

La viscosidad hace que el agua, circulando por el interior de un tubo, experimente una pérdida de energía h_f , que es debida a:

1. La fricción contra las paredes del tubo
2. La disipación viscosa como consecuencia de la fricción interna del flujo

La fricción contra las paredes viene condicionada por su rugosidad y por el gradiente de velocidad $(dV/dr)|_{r=R_0}$ en sus proximidades. En la figura 2.1 se observa que el gradiente de velocidad, en las cercanías de la pared, es mayor en el flujo turbulento que en el laminar. Por tanto al aumentar el número de Reynolds debe esperarse un aumento de la fricción. Al mismo tiempo, al aumentar la turbulencia aumenta el entremezclado de partículas, y por lo tanto la disipación viscosa en el flujo. Por todo ello la perdida de carga en régimen turbulento es siempre mayor que en régimen laminar.



Aplicando la ecuación de Bernoulli a un fluido real en dos posiciones de su recorrido se constata que:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f \quad (2.3)$$

en la que aparece en el segundo término de la igualdad, una cantidad h_f que representa la energía perdida en el tramo 1-2, fundamentalmente como consecuencia de la fricción del fluido contra las paredes del tubo y en menor medida de la fricción interna debida a la turbulencia. En la figura 2.2, LAM, es la línea de altura motriz y LNE la línea de nivel energético. Si la sección del tubo es constante, $V_1 = V_2$ y ambas líneas serán paralelas. El problema que se plantea en la ingeniería hidráulica de los fluidos reales es, precisamente, como evaluar h_f .

2.1.1 Pérdida de carga por fricción

Utilizando la metodología de los volúmenes de control - un cierto volumen en el interior del tubo, ubicado entre dos secciones perpendiculares a su eje, al que se aplica el principio de conservación de masa - Darcy y Weisbach derivaron la siguiente ecuación, válida tanto para flujos laminares como turbulentos, circulando en conductos de sección transversal arbitraria:

$$h_f = f \left(\frac{L}{D} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (2.4)$$

donde f , factor de fricción, es un número adimensional, L la longitud del tubo en m, D el diámetro del tubo en m, V la velocidad media en m/seg, y g la constante gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$).

Si el flujo es laminar, el factor de fricción f puede calcularse matemáticamente mediante la ecuación:

$$f = \frac{64\mu}{\rho V D} = \frac{64}{N_R} \quad (2.5)$$

Como se ve en (2.5) el factor de fricción f , en régimen laminar, es independiente de la rugosidad de las paredes, e inversamente proporcional a N_R . El hecho de que f disminuya al aumentar N_R , no debe llevar al equivoco de pensar que la fricción disminuye con la velocidad. La perdida de carga se obtiene sustituyendo f en la ecuación (2.4) por su valor en (2.5)

$$h_{flam} = \frac{64\mu}{\rho V D} \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{32\mu L V}{\rho g D^2} \quad (2.6)$$

por la que se ve que en flujo laminar, la perdida de carga unitaria es proporcional a V e inversamente proporcional al cuadrado del diámetro del tubo.

Se observa que incluso para valores de $N_R \gg 2000$, correspondiente a un régimen francamente turbulento, en las inmediaciones de la pared del tubo existe una capa de fluido muy delgada conocida como subcapa laminar, cuyo espesor disminuye al aumentar N_R . Se dice que un tubo es hidráulicamente liso, cuando su rugosidad es inferior al espesor de esa subcapa.

En tubos hidráulicamente lisos el factor de fricción f no viene afectado por la rugosidad del tubo. Von Karman, utilizando la ecuación logarítmica de la capa límite, encontró la siguiente ecuación que permite calcular f , en este régimen¹.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{N_R \sqrt{f}}{2,51} \right) \quad (2.7)$$

Para valores muy altos de Reynolds, el espesor de la subcapa disminuye significativamente. Cuando este espesor es muy bajo, se observa que el factor de fricción es independiente de N_R , y depende exclusivamente de la rugosidad relativa e/D . En este régimen el tubo es hidráulicamente rugoso y Von Karman dedujo que, para este caso, el factor f se podía expresar por la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(3,7 \frac{D}{e} \right) \quad (2.8)$$

Entre estas dos situaciones, el tubo no es ni completamente liso ni completamente rugoso. Para cubrir esta zona de transición, Colebrook combinó, en 1939, la ecuación para tubos lisos con la del flujo dominado por la rugosidad, obteniendo:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{e}{3,7 D} + \frac{2,51}{N_R \sqrt{f}} \right) \quad (2.9)$$

Estas formulas eran muy poco prácticas para cálculos de ingeniería, por lo que Moody, en 1944, las representó gráficamente en lo que es hoy la figura más útil de la dinámica de fluidos: el diagrama de Moody de perdida de carga (figura 2.3).

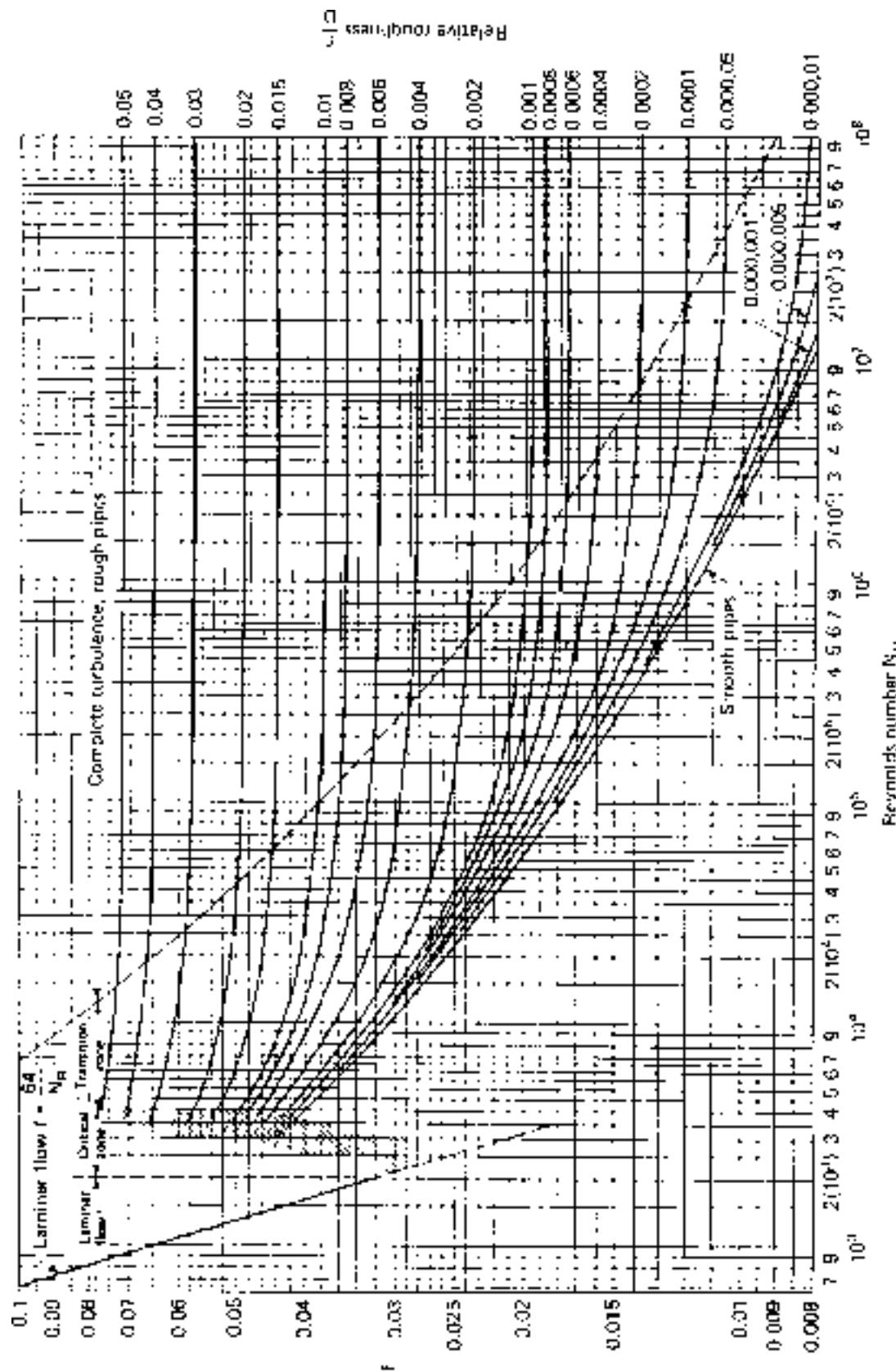


Figura 2.3 Factores de fricción para flujo en tubería, según el diagrama de Moody (L. F. Moody, "Friction factors for pipe flow," Trans. ASME, vol. 66, 1944.)

En el diagrama se observan cinco zonas:

1. Una zona laminar en la que f es una función lineal del número de Reynolds (ecuación 2.5)
2. Una zona crítica (sombreada) con definición algo confusa, en la que el régimen no es ni turbulento ni laminar y en la que no se encuentran valores de f
3. Una zona de transición en la que f depende del número de Reynolds y de la rugosidad e (ecuación 2.9)
4. Una zona, correspondiente al tubo hidráulicamente liso (ecuación 2.7).
5. Una zona plenamente turbulenta en la que f depende solamente del valor e de la rugosidad (ecuación 2.8).

A partir de ensayos realizados con tubos comerciales, Moody halló los valores típicos de rugosidad “ e ”. Estos valores, son los que figuran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Altura de rugosidad, e , para diversos tubos comerciales

Clase de tubo	e (mm)
Tubería de polietileno	0,003
Tubería de fibra de vidrio con resina epoxi	0,003
Tubería de acero estirado sin costura	0,025
Tubería de acero soldado	0,60
Tubería de hierro fundido con barniz centrifugado	0,12
Tubería de uralita	0,025
Tubería de duelas de madera	0,30
Tubería de hormigón colado in situ/encofrado metálico	0,36
Tubería de hormigón prefabricado	0,3 - 3,0

Ejemplo 2.2

Por una tubería de acero soldado de 900 mm de diámetro y 500 m de longitud se hace pasar un caudal de 1,2 m³/seg. Calcular la perdida de carga por fricción con el diagrama de Moody

La velocidad media V es igual a $4 Q / \pi D^2 = 1,886$ m/s

De la Tabla 2.1 $e=0,6$ mm y por lo tanto $e/D=0,6/900=0,000617$;

$N_R=DV/v=(0,9 \times 1,886)/1,31 \times 10^{-6}=1,3 \times 10^6$ (con $v = 1,31 \times 10^{-6}$)

Del diagrama de Moody con $e/D=0,00062$ y $N_R=1,3 \times 10^6$, $f = 0,019$

$$\text{De la ecuación (2.4)} \quad h_f = 0,019 \times \frac{500}{0,9} \times \frac{1,886^2}{2 \times 9,81} = 1,91$$

Para los que no se sienten a gusto con los nomogramas, se recomienda calcular f , resolviendo primero, en una hoja electrónica, el valor α de la ecuación 2.9

$$\alpha = -2 \log \left(\frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51}{N_R} \alpha \right)$$

Como α figura en ambos términos de la ecuación y no se puede despejar, su resolución requiere un cálculo iterativo, que se lleva a cabo en el bloque E5..G9 de la hoja electrónica Quattro, en la que se han introducido los datos del ejemplo 2.3 (figura 2.4). Comenzando por un valor $f = 0,025$ arbitrario, al que correspon-

figura 2.4

de un valor $\alpha = 6,3245$ e introduciendo este valor en el segundo término de la ecuación, se obtiene un valor $\alpha = 7,4316$. Siguiendo esa pauta se alcanza rápidamente la convergencia para $\alpha = 7,4221$, al que corresponde un valor $f = 0,0182$ y una perdida de carga $h_f = 1,829$ m.

La figura 2.5 muestra un listado de las formulas empleadas para calcular α , tal como acostumbran a exponer los manuales de hojas de cálculo.

Para los que tengan acceso a la red Internet, existen dos páginas, una perteneciente al Departamento de Ingeniería Mecánica de la Universidad Pennstate, y la otra al Departamento AeMES de la Universidad de Florida, que ofrecen dos programas informáticos on-line para calcular el factor f , introduciendo el valor N_R y la rugosidad relativa e/D . El método es mucho más rápido que los mencionados más arriba y más preciso que el diagrama de Moody. En el momento de publicarse este manual, las direcciones (URL) eran respectivamente:

<http://vimaline.me.psu.edu/~cimbala/Courses/ME033/me033.htm>
<http://grumpy.aero.ufl.edu/gasdynamics/colebrook.htm>

Aplicando ambos programas on-line al ejemplo 2.2 las respuestas fueron respectivamente $f=0.01787$ y $f=0.01823$. Obsérvese que el segundo valor coincide casi exactamente con la solución de la hoja electrónica.

El diagrama de Moody puede utilizarse para resolver casi todos los problemas que puedan plantearse sobre flujos con fricción en conductos cerrados. Por ejemplo, si se quiere conocer a qué velocidad puede circular el agua en una tubería de diámetro D y longitud L , sin sobreponer una perdida de carga h_f , basta utilizar² una variable independiente μ

$$\mu = \frac{1}{2} f N_R^2 \quad (2.10)$$

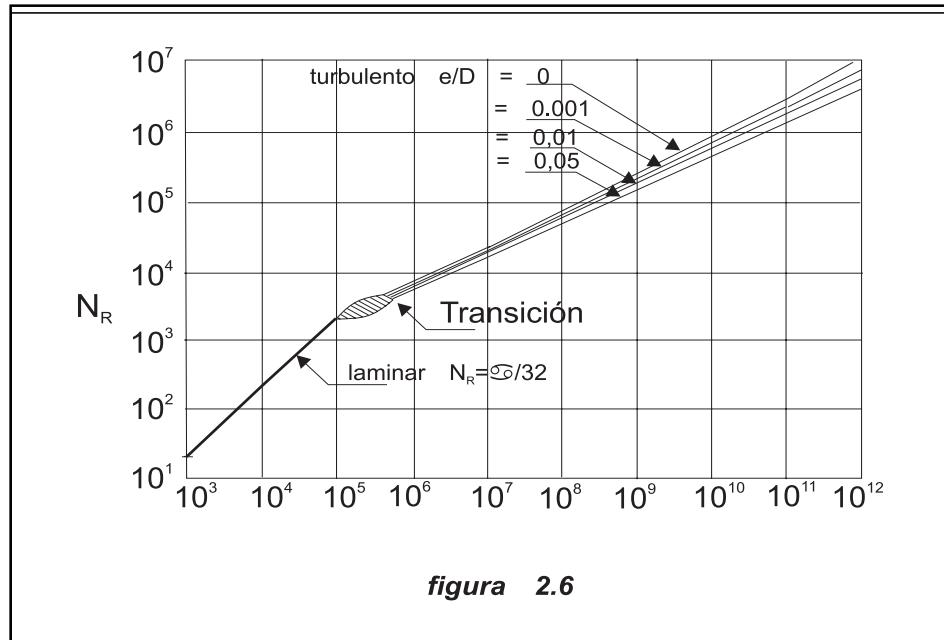
A:B3:	Q
A:C3:	1 2
A:D3:	m3/seg
A:E3:	<i>f</i>
A:F3:	^{alpha}
A:G3:	^{alpha}
A:B4:	D
A:C4:	900
A:D4:	mm
A:E4:	0.025
A:F4:	+1/@SQRT(E4)
A:G4:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F4)
A:B5:	V
A:C5:	+4*C3/(C4/1000)^2/@PI
A:D5:	m/seg
A:F5:	+G4
A:G5:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F5)
A:B6:	L
A:C6:	500
A:D6:	m
A:F6:	+G5
A:G6:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F6)
A:B7:	Nr
A:C7:	1300000
A:F7:	+G6
A:G7:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F7)
A:B8:	e
A:C8:	0.6
A:F8:	+G7
A:G8:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F8)
A:B9:	eld
A:C9:	+C8/C4
A:F9:	+G8
A:G9:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F9)
A:B10:	f
A:C10:	+1/G9^2
A:B11:	nu
A:C11:	+1.31*10^-6
A:B12:	hf
A:C12:	+C10*C8/C4*1000*C5^2/(2*9.81)
A:D12:	m

Figura 2.5

en la que sustituyendo respectivamente N_R y f por su valor en la ecuación (2.2) y en la (2.4), se llega a:

$$\mu = \frac{gD^3h_f}{Lv^2} \quad (2.11)$$

el valor de cuyos parámetros es conocido. Obtenido μ basta despejar f en la ecuación (2.10), y sustituirlo en la ecuación (2.9) para obtener



$$N_R = -2 \sqrt{2\mu} \log \left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51}{\sqrt{2\mu}} \right) \quad (2.12)$$

ecuación que permite dibujar la evolución de N_R en función de μ para diferentes valores de e/D , tal y como se ve en la figura 2.6, que es una variante del diagrama de Moody, con la que el cálculo de N_R es inmediato.

Ejemplo 2.3

Calcular el caudal de agua a 10°C que puede circular por una tubería de acero soldado, de 1,5 m de diámetro, sin que la perdida de carga supere los 2m por km de longitud.

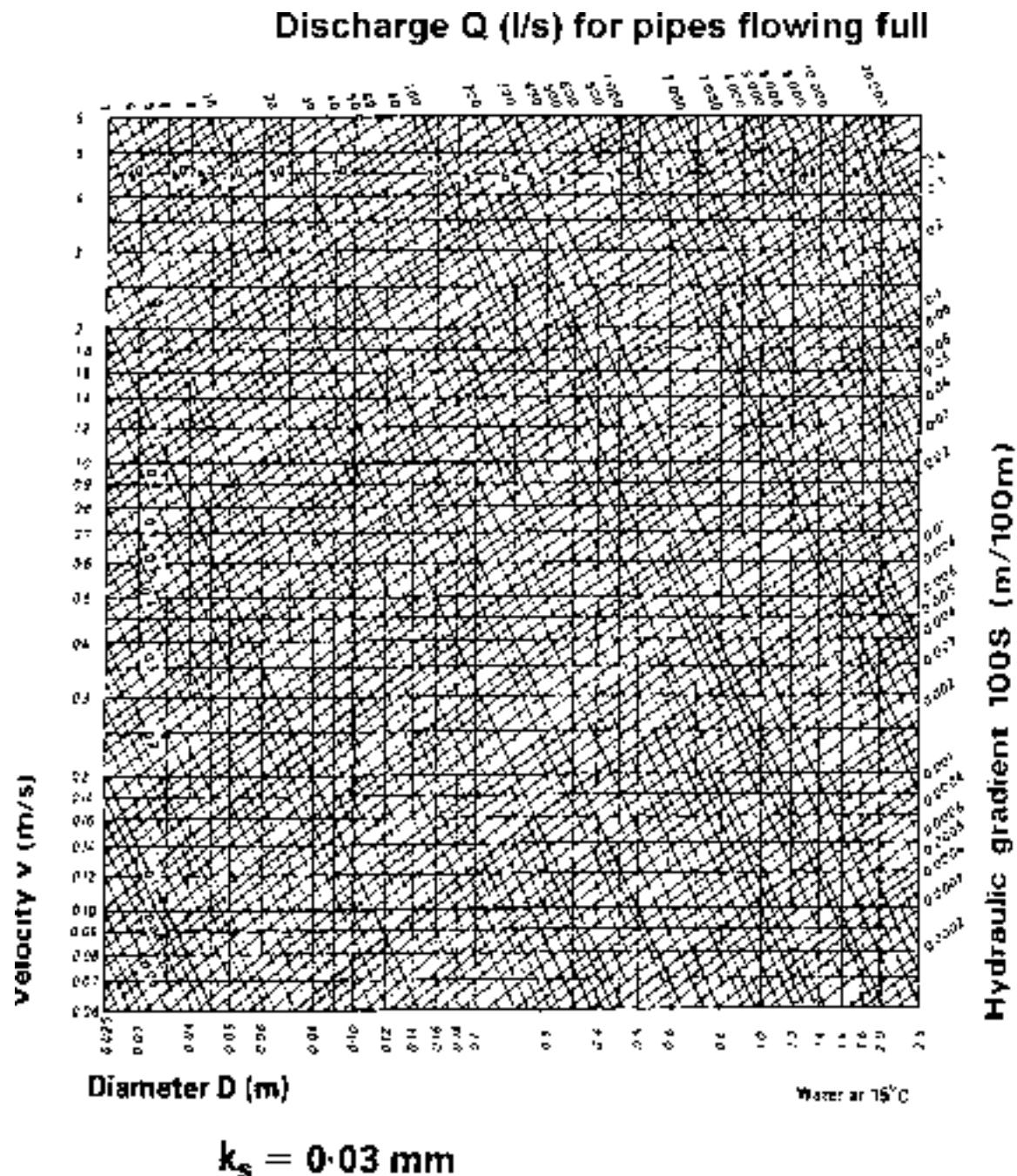
Basta resolver la ecuación (2.12), con $e/D = 0.6/1500 = 4 \times 10^{-4}$ para lo que hay que calcular previamente el parámetro μ . Sustituyendo valores.

$$\mu = \frac{9,81 \times 1,5^3 \times 2}{1000 \times 1,31^2 \times 10^{-12}} = 3,86 \times 10^{10}$$

$$N_R = -2 \sqrt{2 \times 3,86 \times 10^{10}} \log \left(\frac{4 \times 10^{-4}}{3,7} + \frac{2,51}{\sqrt{2 \times 3,86 \times 10^{10}}} \right) = 2,19 \times 10^6$$

$$V = 1,913 \text{ m/seg} \quad (2.4) \text{ y } Q = 3,38 \text{ m}^3$$

Basados en la ecuación de Colebrook-White, existen otros nomogramas que permiten calcular la perdida de carga en una tubería forzada, en función del caudal, del diámetro del tubo y de su rugosidad (es el caso del nomograma que, para un coeficiente de rugosidad $k_s = 0,03 \text{ mm}$, publicamos en la página siguiente, con permiso del Instituto Hidrológico del Reino Unido.)



Formulas empíricas.

A lo largo de la historia se han desarrollado un buen número de formulas empíricas, obtenidas como resultado de la experiencia. Por lo general carecen de coherencia dimensional y no se apoyan en principios científicos sólidos sino en conocimientos intuitivos que permiten deducir que la resistencia al paso de un flujo por un tubo es:

1. Independiente de la presión del agua
2. Linealmente proporcional a su longitud
3. Inversamente proporcional a una potencia determinada del diámetro
4. Proporcional a una potencia determinada de la velocidad
5. Está influida por la rugosidad de las paredes si el régimen es turbulento

Una formula muy utilizada para la circulación en canales abiertos, pero aplicable también a la circulación en tuberías, es la desarrollada por Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3}} \quad (2.13)$$

en la que n es el coeficiente de rugosidad de Manning, P es el perímetro mojado en metros y S es el gradiente hidráulico, o perdida de carga por metro lineal.

Aplicado a un tubo de sección circular, lleno,

$$S = \frac{10,29 n^2 Q^2}{D^{5,333}} \quad (2.14)$$

La Tabla 2.2 muestra el valor experimental n de Manning, para diferentes tubos.

Tabla 2.2 Coeficiente n de Manning para diversos tubos comerciales

Tipo de tubo	n
Tubería de acero soldado	0,012
Tubería de polietileno PE	0,009
Tubería de PVC	0,009
Tubería de Uralita	0,011
Tubería de hierro dúctil	0,015
Tubería de hierro fundido	0,014
Tubería de duras de madera creosotadas	0,012
Tubería de hormigón colado in situ (encofrado metálico)	0,014

En el ejemplo 2.4 y sobre todo, en el 2.5 se comparan los resultados obtenidos por esta ecuación, con los calculados a partir de la de Colebrook-White. Hay que subrayar que la ecuación de Manning se resuelve utilizando una simple calculadora de bolsillo.

Ejemplo 2.4
Con los datos del ejemplo 2.2 calcular la perdida de carga por fricción utilizando la formula de Manning

Tomando $n=0,012$ para el acero soldado

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10,29 \times 0,012^2 \times 1,2^2}{0,9^{5,333}} = 0,00374 \quad \text{con lo}$$

que para $L=500$ m $h_f = 1.87$ m, valor ligeramente inferior al calculado con el diagrama de Moody.

Ejemplo 2.5

Comparar los resultados de la perdida de carga en un tubo soldado de 500 m de longitud, para una velocidad media constante de 4 m/seg y diámetros de 500 mm, 800mm, 1200 mm y 1500 mm, utilizando la ecuación de Colebrook y la formula de Manning.

D (mm)	500	800	1200	1500
Q (m ³ /s)	0,785	2,011	4,524	7,069
V (m/seg)	4	4	4	4
L (M)	500	500	500	500

Aplicando la ecuación Colebrook-White

e (mm)	0,6	0,6	0,6	0,6
h _f (m)	17,23	9,53	5,72	4,35

Aplicando la formula de Manning

n = 0,012				
h _f (m)	18,42	9,85	5,73	4,26

Se observa que para diámetros pequeños, la ecuación de Manning da valores de pérdida de carga algo más elevados que la de Colebrook, pero que a partir de un cierto diámetro los resultados son bastante coincidentes.

Tabla 2.3 Coeficiente Hazen Williams

material	C
Uralita	140
Hierro fundido	
nuevo	130
10 años	107 - 113
20 años	89 - 100
30 años	75 - 90
40 años	64 - 83
Hormigón	
con encofrado de acero	140
con encofrado de madera	120
centrifugado	135
Acero	
revestido de alquitrán	150
nuevo sin revestir	150
roblonado	110
madera en dovelas	120
plástico	130-140

En los EE.UU. para tuberías de más de 5 cm de diámetro y velocidades de corriente inferiores a 3 m/seg se utiliza la formula de Hazen-Williams, cuya expresión es:

$$h_f = \frac{6,78L}{D^{1,165}} \left(\frac{V}{C} \right)^{1,85} \quad (2.15)$$

en la que V es la velocidad en m/seg, D el diámetro y L la longitud de la tubería en m, y C el coeficiente de Hazen-Williams, cuyo valor correspondiente a varios materiales muestra la tabla 2.3 La ecuación permite calcular directamente la pérdida de carga, con la ayuda de una simple calculadora.

2.1.2 Pérdida de carga por turbulencia

Un flujo, circulando en régimen turbulento por un sistema de tuberías, con sus entradas, codos, válvulas y demás accesorios, experimenta, además de las pérdidas por fricción, unas pérdidas por disipación de la viscosidad que es necesario analizar. Debido a la complejidad de la configuración del flujo, hay muy poca teoría disponible, por lo que, en general, las pérdidas se calculan a partir de un coeficiente K adimensional, obtenido experimentalmente como cociente de la pérdida de carga h_f y la altura cinética $V^2/2g$.

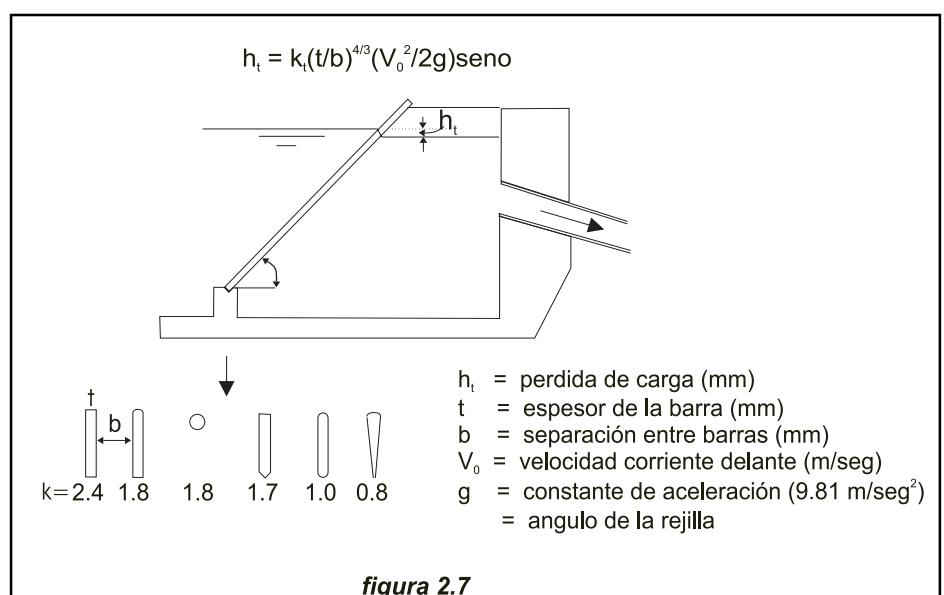
2.1.2.1 Pérdidas en las rejillas de limpieza

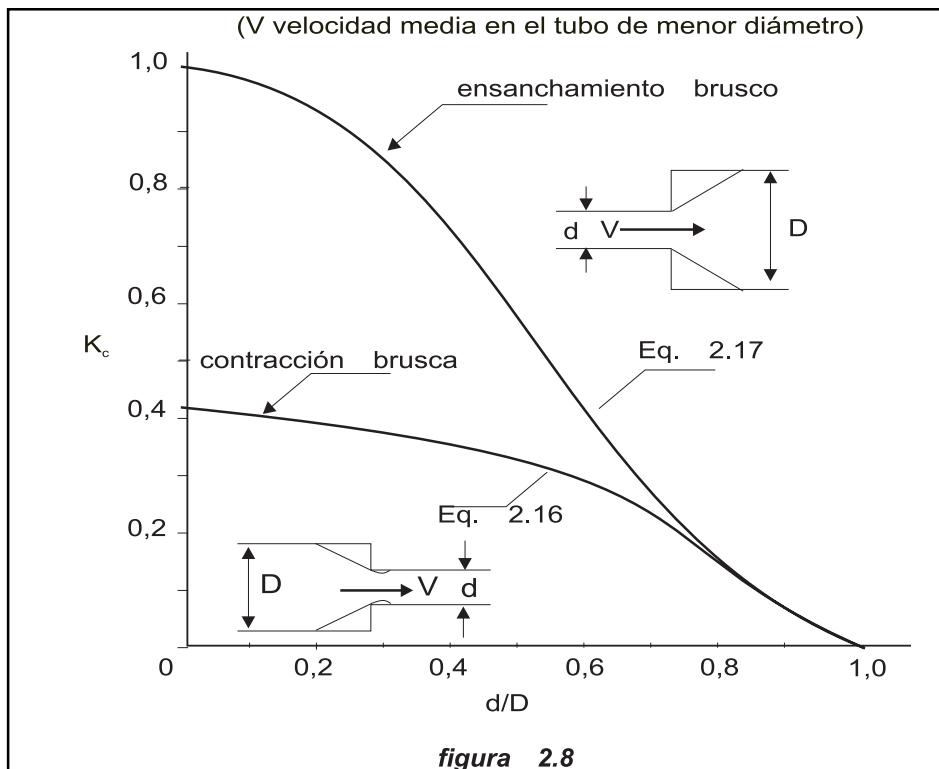
A la entrada de la toma de agua y en la cámara de carga, a la entrada de la tubería forzada, suele instalarse una rejilla para impedir el paso de la broza. El agua al atravesar la rejilla, genera una turbulencia que se traduce en una pérdida de carga. Aunque generalmente pequeña, esta pérdida de carga se calcula por la ecuación de Kirchner, cuyos parámetros viene definidos en la figura 2.7.

$$h_t = K_t \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \left(V_0^2 / 2g \right) \operatorname{seno} \Phi \quad (2.16)$$

Si la reja no es perpendicular al flujo de la corriente, sino que forma con ella un ángulo β (el valor máximo de β sería de 90° , cuando la reja esté situada en la pared de un canal) se producirá una pérdida de carga adicional que viene dada por la ecuación³

$$h_\beta = V_0^2 / 2g \operatorname{seno} \beta$$





2.1.2.2 Pérdida por contracción o expansión de la vena

Una súbita contracción de la vena líquida genera una pérdida de carga, debida al aumento de velocidad y a la pérdida de energía consustancial a la turbulencia.

El modelo de flujo es tan complejo que, al menos por el momento, es imposible elaborar un análisis matemático del fenómeno. La pérdida de carga adicional h_c se calcula, en función de la velocidad V_1 en el tramo de menor diámetro d , por la ecuación.

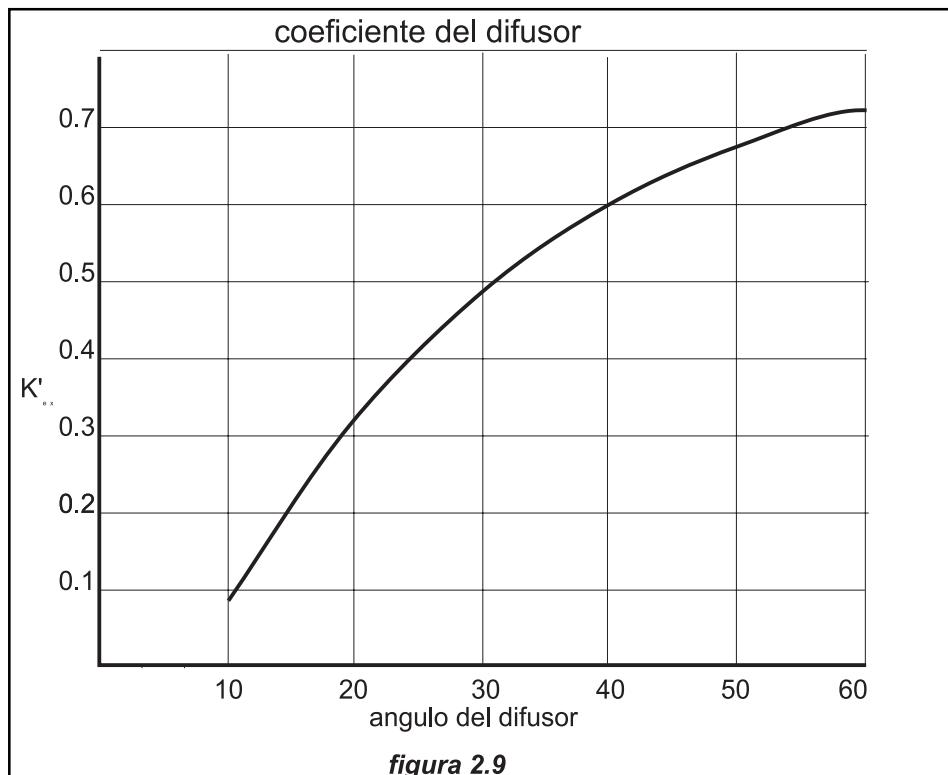
$$h_c = K_c \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (2.17)$$

en la que el coeficiente K_c , función de d/D , es experimental y, hasta un valor $d/D = 0,76$ viene dado, aproximadamente, por la fórmula:

$$K_c \approx 0,42 \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \quad (2.18)$$

A partir de dicha relación, se comprueba que K_c tiene los mismos valores que el K_{ex} correspondiente al caso de la expansión súbita.

En el caso de una expansión súbita, el esfuerzo cortante en la zona de aguas muertas, es despreciable, por lo que un análisis del volumen de control entre la sección de ensanchamiento y el final de la zona de separación da una pérdida



$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{V_2}{V_1}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{d^2}{D^2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.19)$$

en donde V_1 es la velocidad de corriente en el tubo más pequeño. Segun (2.19) el coeficiente K_{ex} es el término que multiplica la energía cinética del agua en el tubo de menor diámetro. La figura 2.8 es una representación gráfica del valor de los coeficientes K_{ex} y K_c , que se ajustan muy bien a los datos obtenidos experimentalmente..

Si la contracción o el ensanchamiento son graduales las pérdidas se reducen substancialmente. En el caso de contracción gradual la pérdida es muy pequeña como muestran los siguientes valores experimentales:

Ángulo de contracción	K'_c
30.	0,02
45	0,04
60	0,07

En el caso del difusor, el análisis es más complejo. La figura 2.9 es una representación gráfica de K'_ex en función del ángulo a del difusor. Para calcular la pérdida de carga basta aplicar la formula:

$$h'_{ex} = K'_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (2.20)$$

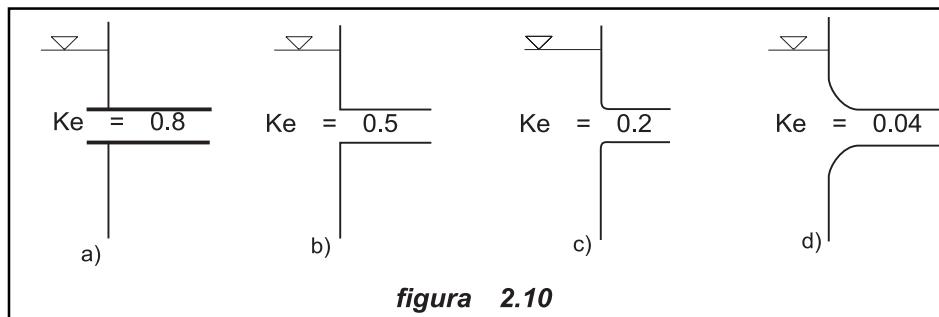


figura 2.10

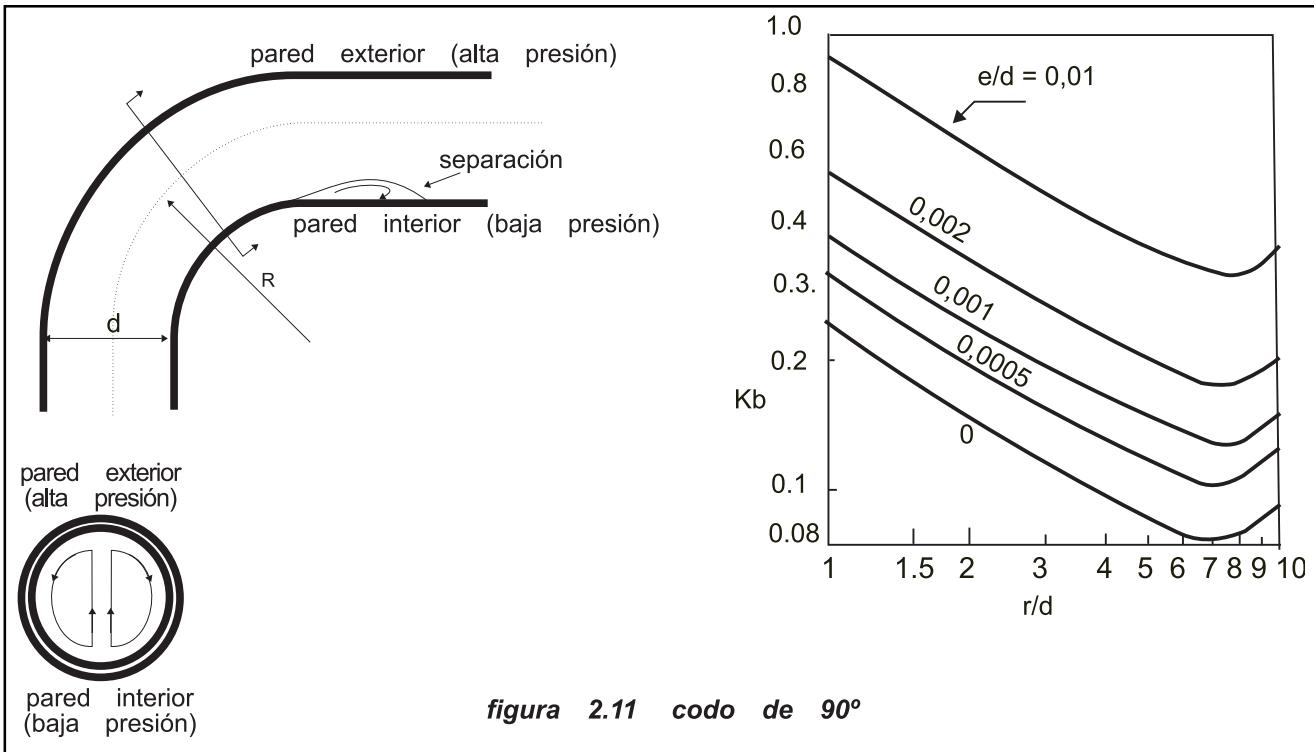
La pérdida de carga a la entrada de un tubo desde una cámara de carga es un caso especial de pérdida de carga por contracción. Dado que la sección transversal del depósito es muy grande comparada con la del tubo, se puede considerar que el ratio de contracción es cero. Para una entrada a escuadra, en la que el tubo está a paño con la pared, como muestra la figura 2.10 (b), se puede tomar como valor para K_c el correspondiente al ratio $d/D = 0$ y la pérdida de carga, la obtenida aplicando la ecuación (2.17). Los valores aproximados del coeficiente K_c en las diferentes configuraciones de conexión del tubo al depósito, son los indicados en las figuras 2.10 (a), (b), (c) y (d).

2.1.2.3 Pérdida por curvatura de vena

Cuando un fluido recorre un codo como el de la figura 2.12, se produce un aumento de presión en la pared externa y una disminución en la interna. Pasado el tramo curvo, y a una cierta distancia del mismo, la situación vuelve a su estado original, para lo que es necesario que aumente la presión en la cara interior y retorne así la velocidad a su valor original. Como consecuencia de esta situación, el chorro de agua se separará de la pared interior (figura 2.11 (a)). Al mismo tiempo, la diferencia de presiones en una misma sección del tubo, provocará una circulación del tipo de la señalada en 2.11 (b). La combinación de esta circulación y de la axial del flujo, dará lugar a un movimiento espiral que persiste, hasta disiparse por fricción viscosa, aproximadamente a una longitud equivalente a 100 diámetros aguas abajo del final de la curvatura.

En un codo de 90° , la pérdida de carga adicional a la pérdida por fricción en el tramo de tubo equivalente, viene dado por la ecuación (2.17), en la que el coeficiente K_c es substituido por el K_b obtenido de la figura 2.11 (c) en la que, dada la circulación periférica mostrada en 12 (b) la rugosidad del tubo adquiere cierta importancia y debe reflejarse en el análisis. Para codos con ángulos menores de 90° , se admite que la pérdida adicional, en tubos de acero estirado, es casi proporcional al ángulo del codo.

Como la perturbación se extiende más allá del final del codo, la pérdida de carga debida a la presencia de una serie de codos muy cercanos entre si, no puede calcularse mediante una simple suma aritmética. El análisis detallado de este caso es extremadamente complejo y exige un estudio caso por caso, sin posibilidad de generalización. Afortunadamente en un aprovechamiento hidroeléctrico es raro encontrarse con esta situación, más propia de una estación de bombeo.



2.1.2.4 Pérdida a través de las válvulas

Las válvulas se emplean, en general, para aislar determinados tramos a fin de poder intervenir en operaciones de mantenimiento o reparaciones importantes, aunque en algunos casos, como el de las centrales intercaladas en una traída de aguas, existen válvulas cuya misión fundamental es disipar energía. Normalmente, salvo en los casos citados, las válvulas estarán siempre completamente abiertas o completamente cerradas, dejando la regulación del caudal a las toberas o a los alabes distribuidores del sistema de regulación de la turbina.

La pérdida de carga generada al paso del agua por una válvula completamente abierta, depende del modelo de válvula y se calcula aplicando la ecuación 2.17, en la que el coeficiente K_c se sustituye por el K_v , correspondiente en la figura 2.12.

2.1.3 Regímenes transitorios

Cuando se produce un cambio brusco de régimen en una tubería - debido por ejemplo al cierre rápido de una válvula - la fuerza generada por el cambio de velocidad de la masa de agua implicada en el fenómeno puede producir un incremento de presión en el tubo que aunque transitorio, es de un orden de magnitud muy superior al de la presión hidrostática. A esta onda de presión se la conoce por el nombre de **golpe de ariete** y sus efectos pueden ser catastróficos: la tubería puede estallar por sobrepresión o aplastarse por vacío relativo.

De acuerdo con la segunda ley del movimiento de Newton, la fuerza generada por el cambio de velocidad, en un tubo de paredes rígidas y suponiendo el

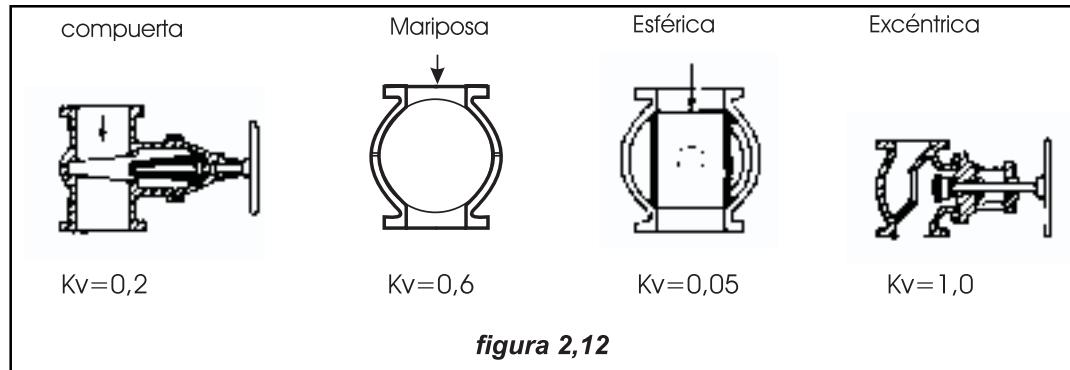


figura 2.12

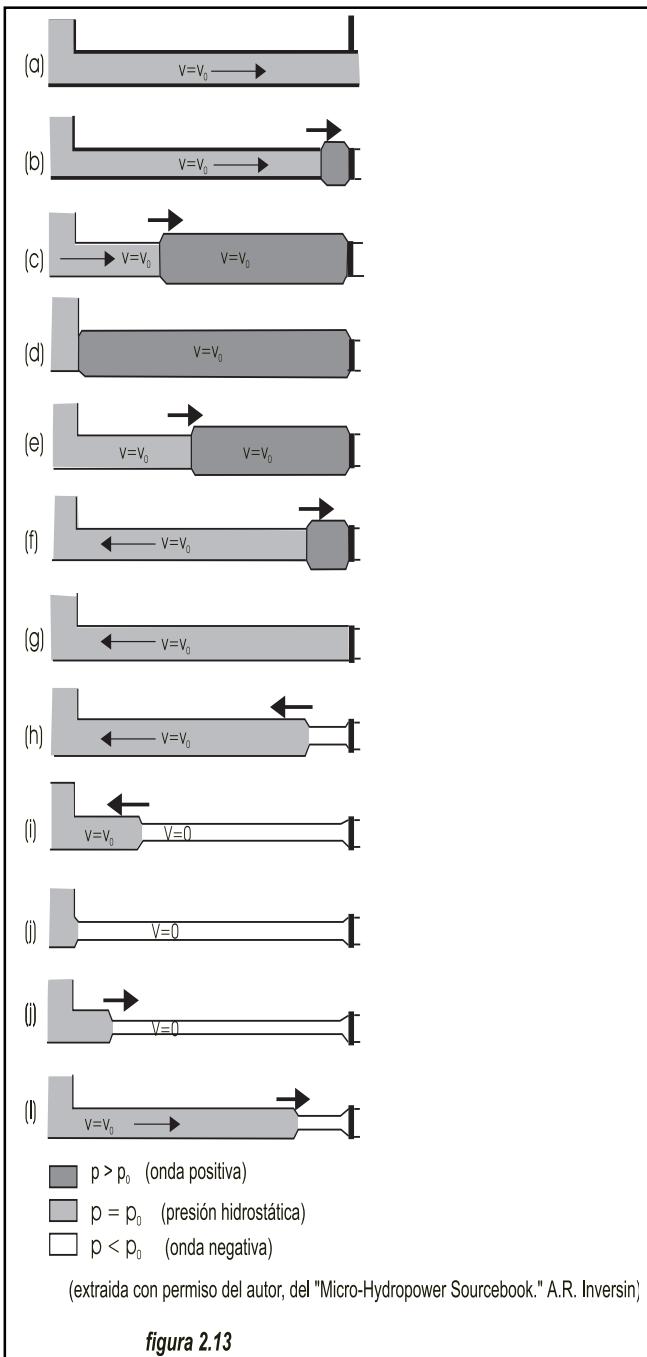
agua incompresible, vendrá dada por la ecuación

$$F = m \frac{dV}{dt} \quad (2.21)$$

Si la velocidad de la columna de agua se redujese a cero la fuerza generada sería infinita. Afortunadamente esto no puede suceder en la práctica, porque cualquier válvula mecánica requiere un tiempo finito para su cierre, las paredes de la tubería no son rígidas y la columna de agua, sometida a grandes presiones, no es incompresible.

Para explicar físicamente el fenómeno, recurriremos a la exposición que hace Allen Inversing en el Apéndice F de su "Micro-Hydropower Sourcebook". Inicialmente, como muestra la figura 2.13 (a), el agua fluye hacia la válvula a la velocidad V_0 . Cuando se cierra la válvula, el agua tiene tendencia a seguir fluyendo por inercia, pero como no puede atravesar la válvula, se "apila" detrás de la misma; la energía cinética de la masa de agua más próxima a la válvula se convierte en energía de presión, comprimiéndose ligeramente el agua y tensando las paredes del tubo en ese punto (b). Este mecanismo se repite a lo largo de la masa de agua (c) y el frente de la onda de presión se desplaza hacia la cámara de carga, hasta que la velocidad V_0 se anula, la totalidad del agua se comprime y todo el tubo está sometido a esfuerzo (d). La energía cinética del agua contenida en el tubo se ha transformado en compresión del agua y en puesta en tensión del tubo.

Como el agua en la cámara de presión mantiene la presión hidrostática inicial y la presión en el tubo es mucho más alta, la corriente de agua se invierte, fluyendo ahora hacia la cámara con velocidad V_0 (e). Al invertirse la corriente, descarga la presión en el tubo y el frente de descompresión avanza hacia la válvula, hasta que todas las fuerzas de presión vuelven a transformarse en energía cinética (g). A diferencia del caso (a), aquí la corriente fluye en dirección inversa, y por inercia tiene tendencia a conservar la velocidad V_0 . Como consecuencia, la masa de agua cerca de la válvula se "estira", reduciendo la presión y contrayendo el tubo (h). Lo mismo ocurre con las restantes partículas del agua, con lo que aparece una onda de presión negativa cuyo frente se desplaza hacia la cámara (i) hasta que todo el tubo está sometido a compresión y la presión del agua en su interior es baja (j). Si no existiesen fenómenos de fricción, la magnitud de esta onda sería idéntica aunque de distinto signo que la inicial. La velocidad V_0 se anula y, siendo la presión en el interior del tubo inferior a la de la cámara, la corriente vuelve a invertirse (k). La



onda de presión se desplaza ahora hacia la válvula (l) hasta completar el ciclo y comenzar el siguiente.

La onda se desplaza a la velocidad del sonido en el medio (agua dentro de la tubería), que es la velocidad del sonido en el agua, modificada por la elasticidad de las paredes del tubo. Obsérvese la diferencia de magnitud entre la velocidad del agua (3-5 m/seg) y la de la onda de presión (alrededor de 1400 m/seg).

Aunque en la realidad la tubería está inclinada, eso no afecta al fenómeno que acaba de describirse y que se produce de la misma forma. Los fenómenos de fricción disipan gradualmente la energía cinética y la amplitud de oscilación disminuye con el tiempo. El tiempo necesario para que la onda de presión se desplace a lo largo de toda la tubería será obviamente

$$t = \frac{L}{c} \quad (2.23)$$

y el empleado por la onda de presión en alcanzar la válvula en su recorrido de ida y vuelta, que se denomina tiempo crítico:

$$T = \frac{2L}{c} \quad (2.24)$$

La velocidad c en m/s, se demuestra que es función de las elasticidades del agua y del material de la tubería y su valor viene dado por la ecuación:

$$c = \sqrt{\frac{K \times 10^{-3}}{1 + \frac{KD}{Et}}} \quad (2.25)$$

en la que:

t = espesos de pared (mm)

K = modulo de elasticidad del agua $2,1 \times 10^9$ N/m²

D = diámetro interno de la tubería (mm)

E = modulo de elasticidad del material de la tubería (N/m²)

Si el frente de la onda de presión, en su camino de retorno llega a la válvula cuando esta ya está completamente cerrada, toda la energía cinética del agua contenida en el tubo se convertirá en una sobrepresión P :

$$P = \frac{c \Delta v}{g} \quad (2.26)$$

en metros de columna de agua, siendo Δv el cambio en la velocidad del agua

Si por el contrario, la válvula está aun parcialmente abierta, solo una parte de la energía cinética se convertirá en sobrepresión. Empíricamente se demuestra que cuando el tiempo de cierre es diez veces mayor que el valor crítico T , el fenómeno puede ignorarse, porque las sobrepresiones serán mínimas. Para tiempos de cierre superiores al crítico pero inferiores a diez veces el crítico, la sobrepresión, no alcanzará el valor P dado por la ecuación (2.26), pero puede calcularse por la fórmula de Allievi

$$\Delta P = P_0 \left(\frac{N}{2} + \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (2.27)$$

en la que P_0 es la presión estática del salto (altura de salto neto) y

$$N = \left(\frac{\rho L V_0}{P_0 t} \right)^2 \quad (2.28)$$

en donde V_0 = velocidad del agua en m/seg, L = longitud total de la tubería en m, P_0 = presión estática neta en metros de columna de agua y t = tiempo de cierre en segundos. La presión total en la tubería es $P = P_0 + \Delta P$

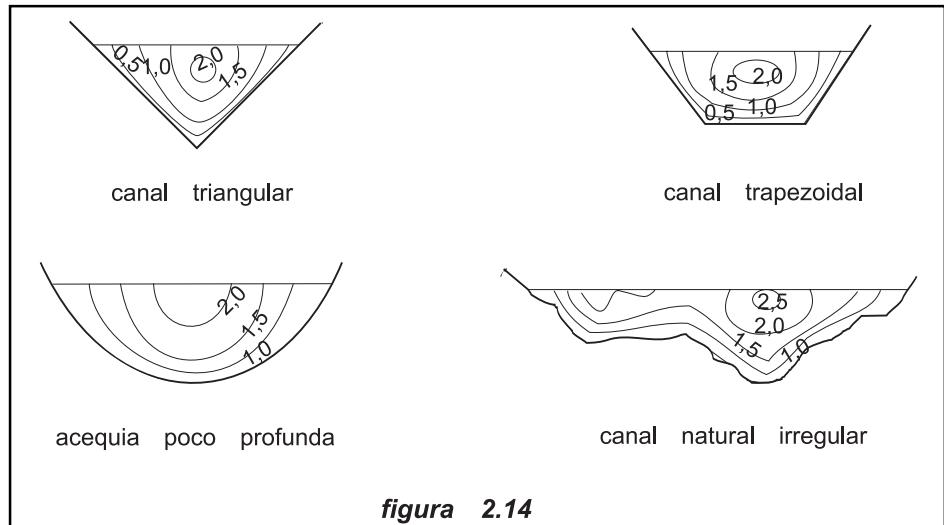
En el capítulo 6, dedicado a Obra Civil, y relacionado con el diseño de tuberías forzadas, se expondrán algunos ejemplos que facilitaran la comprensión del fenómeno, al menos desde el punto de vista del diseño.

La metodología de Allievi, ha sido ya superada, entre otros, por Pogi y por Pezolli. Para un enfoque más riguroso habría que tener en cuenta, no solo la elasticidad del material y del agua, como se ha hecho más arriba, sino también las pérdidas de carga hidráulicas en el propio golpe de ariete y el tiempo real de cierre. El enfoque matemático es complicado y requiere la utilización del ordenador. Para los lectores que puedan estar interesados, Chaudry⁵, Streeter⁶, y Parmakian⁷ exponen varios métodos de cálculo acompañados de ejemplos que ayudaran a aclarar los conceptos.

2.2 Circulación del agua en conductos abiertos

Por oposición a los conductos cerrados, en los que el agua llena el conducto, en un canal abierto siempre existe una superficie libre. En general en un canal la superficie libre del agua está a la presión atmosférica, normalmente considerada como referencia de presión cero. Esto por una parte facilita el análisis, al eliminar el término de presión, pero por otra lo complica ya que, a priori, la forma de la superficie es desconocida. La profundidad cambia al cambiar las condiciones y, en el caso de flujos no estacionarios, su cálculo forma parte del problema.

Un canal abierto siempre tiene dos paredes laterales y una solera, en las que el flujo satisface la condición de no deslizamiento. Un principio bien establecido de la mecánica de fluidos es el que dice que una partícula de fluido en contacto con una frontera sólida estacionaria no tiene velocidad. La viscosidad del fluido - el gran problema para el estudio matemático del movimiento de los fluidos reales - viene confinada a una débil capa de fluidos en la inmediata vecindad de la super-



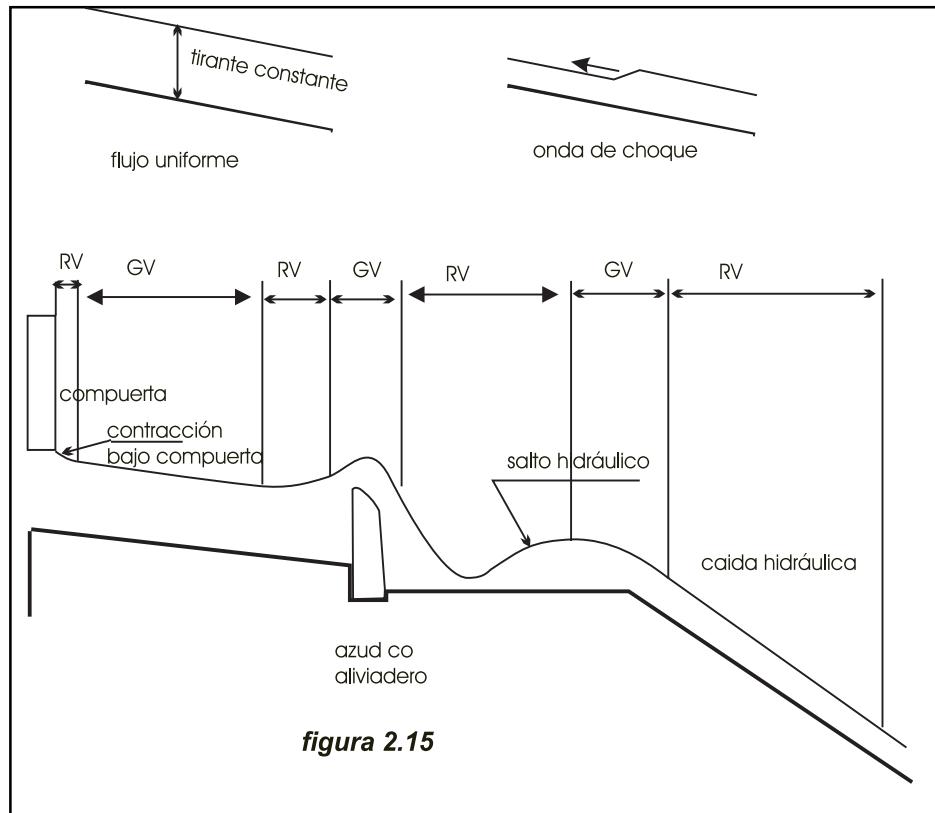
ficie frontera. Fuera de esta "capa límite" el fluido se comportará como si no tuviera viscosidad. Este es el fundamento de la teoría de la capa límite con el que se resuelven matemáticamente casos particulares del movimiento de fluidos. El espesor de esa capa límite depende, entre otros factores, de la velocidad, densidad y viscosidad dinámica del fluido.

Como consecuencia cualquier canal, incluso uno recto, tiene una distribución tridimensional de velocidades. La figura 2.14 muestra las líneas de isovelocidad en distintas secciones de canal. El enfoque matemático se apoya en la teoría de la capa límite; el ingenieril consiste en considerar el movimiento como unidimensional con una velocidad media V .

2.2.1 Tipos de flujos

Si se toma el tiempo como criterio de clasificación de regímenes, un flujo se clasificará como *permanente*, cuando en una sección dada el tirante¹ no varía con el tiempo, o como *variable* cuando varía porque cambia la pendiente o la sección o porque existe un obstáculo en el canal. El movimiento será gradualmente variable si es válido el enfoque unidimensional y rápidamente variable si no lo es. En la figura 2.15 se representan los tipos de flujo descritos: permanente, gradualmente variable (GV) y rápidamente variable (RV).

Como en el caso de la circulación del agua en tuberías a presión, también la ley de conservación de la energía gobierna el comportamiento del flujo en canales abiertos. A estos efectos la ecuación (2.1) sigue siendo perfectamente válida.



2.2.2 Conceptos de flujo uniforme

Para que en un canal abierto el flujo sea uniforme tiene que satisfacer los siguientes requisitos

1. Tanto el tirante de agua como el caudal y la distribución de velocidad en todas las secciones del canal, deben permanecer constantes.
2. La línea (LNE) de nivel energético, la superficie del agua y el fondo del canal deben de ser paralelos.

Basándose en estos conceptos Chezy encontró que

$$V = C \sqrt{R_h S_e} \quad (2.29)$$

donde C = factor de resistencia de Chezy

R_h = radio hidráulico, resultado de dividir el área A de la sección perpendicular a la corriente por su perímetro mojado P .

S_e = la pendiente del fondo del canal (que consideramos igual a la de la lámina de agua)

Han sido muchos los investigadores que han tratado de encontrar una correlación entre el coeficiente de Chezy y la rugosidad forma y pendiente de los canales. Las pérdidas por fricción en el movimiento uniforme del agua en los canales no pueden diferir mucho de las del movimiento turbulento en el interior de los tubos. Los canales son muy rugosos y el número de Reynolds supera siempre el valor 10^6 , por lo que no va a tener ninguna influencia en su comportamiento.

Robert Manning, analizando los múltiples datos obtenidos por experimentación llegó a la siguiente fórmula empírica:

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad (2.30)$$

en el que n es conocido como coeficiente de rugosidad de Manning, alguno de cuyos valores se incluyen en la tabla 2.4.

Tabla 2.4
Valores típicos del n de Mannings

Revestimiento del canal	mínimo	normal	máximo
a. Acero liso			
1. Sin pintar	0,011	0,012	0,014
2. Pintado	0,012	0,013	0,017
b. Cemento			
1. Limpio en la superficie	0,010	0,011	0,013
2. Con mortero	0,011	0,013	0,015
c. Madera			
1. Cepillada sin tratar	0,011	0,012	0,014
2. Cepillada creosotada	0,011	0,012	0,015
3. Planchas con listones	0,012	0,015	0,018
d. Hormigón			
1. Terminado con lechada	0,013	0,015	0,016
2. Sin terminar	0,014	0,017	0,020
3. Gunitado	0,016	0,019	0,023
e. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0,017	0,025	0,030
2. Piedra partida suelta	0,023	0,032	0,035
3. Fondo cemento, lados son rip rap	0,020	0,030	0,035
f. De tierra recto y uniforme			
1. Limpio, terminado recientemente	0,016	0,018	0,020
2. Limpio con cierto uso	0,018	0,022	0,025
3. Con musgo corto, poca hierba	0,022	0,027	0,033

Sustituyendo en la ecuación 2.29, el valor C dado por la ecuación 2.30 se obtiene, la fórmula de Manning aplicable a los flujos uniformes:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_e^{1/2} \quad (2.31)$$

o alternativamente

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_e^{1/2} \quad (2.32)$$

El parámetro $AR_h^{2/3}$ ya hemos visto que es el factor de sección. La ecuación de

Manning es el resultado de un ajuste de curvas y es por tanto completamente empírica. El coeficiente n no es adimensional, por lo que lo que aquí se expone al respecto solo es válido en unidades S.I. Asimismo hay que tener en cuenta que estas ecuaciones son solo válidas para canales de fondo plano. En canales aluviales, con diversas formas de fondo, el análisis es mucho más complejo.

De la ecuación (2.32) se deduce que para un canal de sección A dada y pendiente S_0 , el caudal permisible aumenta con el radio hidráulico. El radio hidráulico es pues un índice de eficacia. Ahora bien, el radio hidráulico es el cociente de la superficie A y del perímetro mojado P, por lo que el canal más eficiente será el que tenga el perímetro mojado mínimo. Teóricamente la sección óptima es pues el semicírculo; pero en la práctica este tipo de canal tiene costes de ejecución y de mantenimiento elevados, y solo se emplea, utilizando elementos prefabricados con caudales pequeños. La sección que le sigue en eficiencia es el semi-hexágono, una sección trapezoidal con ángulo de 60° . Para canales de más sección, los perfiles más frecuentes son el rectangular en hormigón para caudales medios, y el trapezoidal, revestido o sin revestir, para grandes caudales.

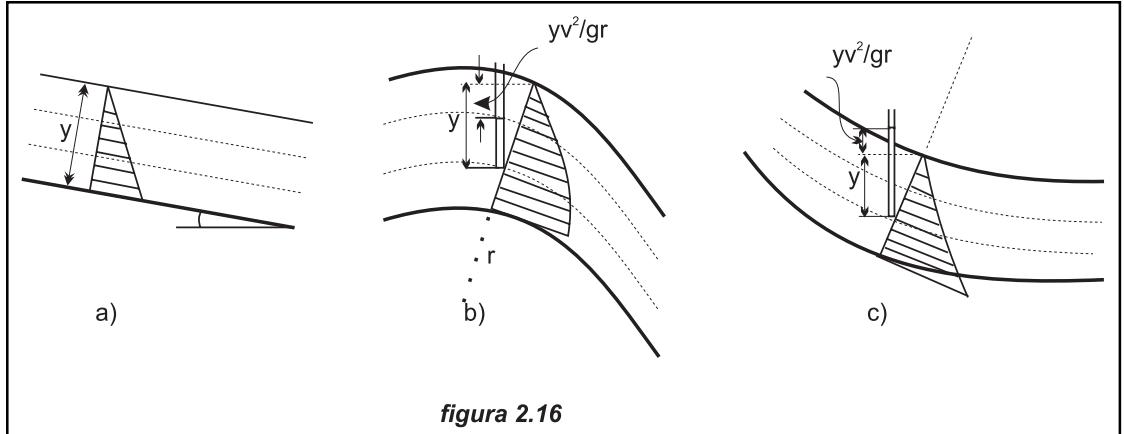
Aun cuando desde el punto de vista hidráulico la sección óptima minimiza la sección necesaria para hacer pasar un cierto caudal, el volumen de excavación exigido puede hacerla inapropiada. Este y otros aspectos relacionados con la formación de algas o la erosión de las paredes serán tratados en el capítulo 5.

2.2.3 Principios de energía en canales abiertos

Si el flujo es paralelo - las líneas de corriente no tienen curvatura substancial ni divergencia - la suma $h+P/g$ es constante e igual al tirante "y" si se toma como plano de referencia el fondo del canal. En la práctica la mayoría de los flujos uniformes y muchos de los gradualmente variables se pueden considerar flujos paralelos. Para un canal con pendiente sensiblemente uniforme y moderada (figura 2.16 a) la presión en un punto cualquiera del flujo es igual a la profundidad a que se encuentra dicho punto - es decir, la distancia vertical entre la superficie del agua y el punto; la distribución de esfuerzos es típicamente triangular. Sin embargo si el agua fluye siguiendo un camino convexo, como sucede por ejemplo en la coronación de un aliviadero (figura 2.16 b), la fuerza centrífuga resultante se opone a la fuerza de la gravedad y la presión en un punto cualquiera, es inferior a la correspondiente a su profundidad, en mV^2/r , donde m es la masa de la columna de agua por encima del punto y V^2/r la aceleración centrífuga de la masa de agua desplazándose a lo largo de una curva de radio r. Si el camino es cóncavo (figura 2.16 c), la fuerza centrífuga se suma a la fuerza de la gravedad. Así pues la distribución para flujo lineal, convexo y cóncavo vendrá dado respectivamente por las ecuaciones

$$\frac{p}{\gamma} = d \quad (a); \quad \frac{p}{\gamma} = d - d \frac{V^2}{rg} \quad (b); \quad \frac{p}{\gamma} = d + d \frac{V^2}{rg} \quad (c) \quad (2.33)$$

en las que g es el peso específico del agua, d la profundidad a que se encuentra el punto dado bajo el agua, V la velocidad de corriente en ese punto y r el radio de curvatura del camino curvilíneo que sigue el flujo.



La energía específica del flujo relativa al fondo del canal será (ecuación 2.1):

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.34)$$

donde α es un factor para corregir la no uniformidad del perfil de velocidad y V la velocidad promedio del flujo. El valor de α varía con la distribución de la velocidad de corriente en el canal. Su valor puede variar entre 1,05 - para una distribución muy uniforme de la corriente - y 1,20 para una distribución muy poco uniforme. Sin embargo para un primer análisis se trabaja con un valor de $\alpha=1$, lo que es admisible cuando la pendiente es pequeña ($S < 0,018$ ó $\theta < 10^\circ$). Entonces:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.35)$$

Para una sección dada del canal, con un área A , y un caudal Q , la ecuación (2.35) puede reescribirse (tomando $\alpha = 1$):

$$E = \frac{Q^2}{2gA^2} + y \quad (2.36)$$

La ecuación (2.36) demuestra que, para una sección y un caudal dados, la energía específica es función únicamente del tirante "y". Si se dibuja la curva que representa la ecuación (2.36) - E respecto a "y" - se obtiene una curva con dos ramas (figura 2.17); la rama AC se approxima asintóticamente al eje E y la rama AB se approxima asintóticamente a la línea $E = y$.

El punto crítico A corresponde al estado de energía mínima. Para encontrarlo basta igualar a cero la derivada de la energía específica (2.36) con respecto a y :

$$\frac{dE}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} + 1 = 0 \quad (2.37)$$

En la figura 2.17 el área diferencial dA cercana a la superficie libre es igual a $T dy$

$$Y = \frac{A}{T} \quad (2.38)$$

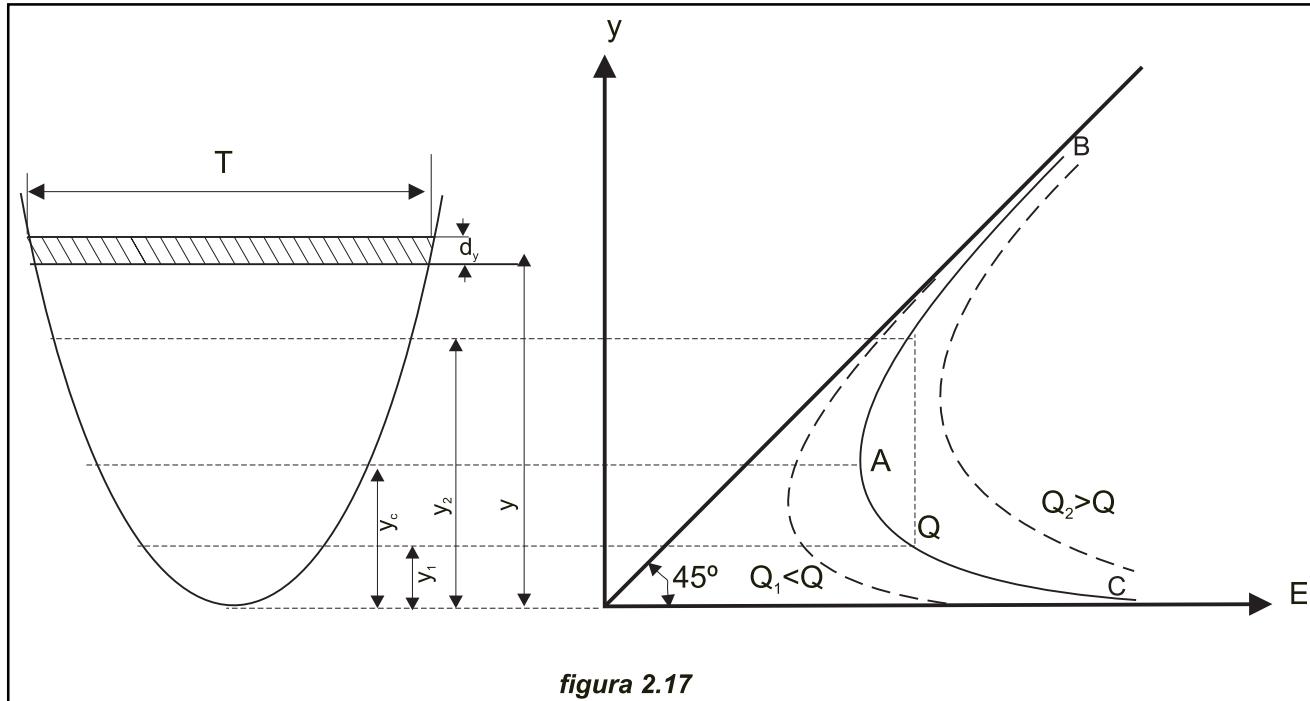


figura 2.17

A Y se le conoce como tirante hidráulico de la sección y constituye un parámetro importante en el estudio del movimiento de un fluido en un canal.

Sustituyendo la ecuación (2.34) en la ecuación (2.33) tendremos

$$1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{T}{A} = 1 - \frac{\bar{v}^2}{g} \frac{1}{Y} = 0$$

$$\frac{\bar{v}^2}{2g} = \frac{Y}{2}$$

$$\frac{\bar{v}}{\sqrt{gY}} = N_F = 1 \quad (2.39)$$

N_F es un valor adimensional conocido como número de Froude.

Cuando $N_F=1$ el flujo corresponde al estado crítico. Si $N_F<1$ el flujo está en estado subcrítico y si $N_F>1$ en estado supercrítico. Es con este criterio como puede analizarse la figura 2.17: la rama AC es representativa de los flujos supercríticos mientras que la AB representa los flujos subcríticos.

Como muestra la figura 2.17, las curvas E-y para valores de gasto mayores que Q están situadas a su derecha, y las curvas E-y para valores de gasto menores que Q, a la izquierda. En el caso de canales rectangulares de ancho b, la ecuación (2.35), puede reducirse a formas más aptas para el cálculo. Por ejemplo

Tabla 2.4 Propiedades geométricas de los canales			
área A	by	$(b+zy)y$	$\frac{1}{8}(\Phi - \operatorname{sen}\Phi)D^2$
perímetro mojado P	$b+2y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$1/2\phi D$
ancho en superficie T	b	$b+2zy$	$2\sqrt{y(D-y)}$
radio hidráulico R	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\Phi}{\Phi}\right)D$
tirante hidráulico D	y	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\Phi - \operatorname{sen}\Phi}{\operatorname{sen}\frac{\Phi}{2}}\right)D$
factor de sección	$by^{1.5}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \operatorname{sen}\theta)^{1.5}}{32\sqrt{\operatorname{sen}\frac{1}{2}\theta}}D^{2.5}$

definiendo el gasto por unidad de anchura q como

$$q = \frac{Q}{b}$$

la velocidad promedio será

$$\bar{v} = \frac{q}{y}$$

y para un canal rectangular $y = Y$, con lo que la ecuación (2.35) puede reescribirse:

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (2.40)$$

Del segundo término de (2.33) se obtiene:

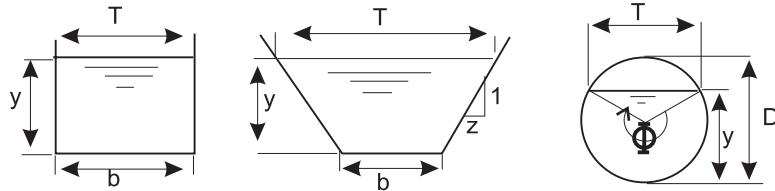
$$\frac{Q^2}{g} = YA^2 \quad (2.41)$$

Sustituyendo valores en la definición de energía específica se llega a la ecuación:

$$y_c = 2/3 E_c \quad (2.42)$$

La Tabla 2.4 muestra las características geométricas de diversas secciones de canales y la Tabla 2.5, tomada de Straub (1982) las ecuaciones semiempíricas para la estimación de y_c en canales no rectangulares

Tabla 2.5 Ecuaciones semi-empíricas para y_c (Straub, 1982)
 y_c en función de $Y = a Q^2/g$



$$\left(\frac{\Psi}{b^2} \right)^{1/3} \quad 0,81 \left(\frac{\Psi}{z^{0,75} b^{1,25}} \right)^{0,27} - \frac{b}{30z} \quad \left(\frac{1,01}{d^{0,25}} \right) \Psi^{0,25}$$

Ejemplo 2.6

Para un canal trapezoidal con $b=6$ m y $z=2$, encuéntrese el tirante crítico del flujo para $Q=17$ m³/seg

De la tabla 2.5 $\psi = \alpha Q^2 / g = 29,46$ para $\alpha = 1$

La ecuación es válida si $0,1 < Q/b^{2,5} < 0,4$; como $Q/b^{2,5} = 0,19 > 0,1$ y $< 0,4$, es válida

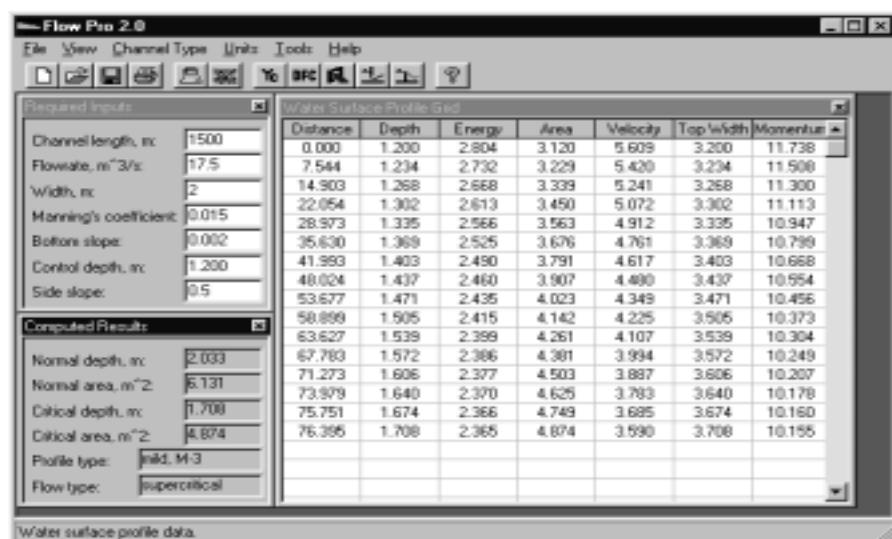
$$y_c = 0,81 \left(\frac{\Psi}{z^{0,75} b^{1,25}} \right)^{0,27} - \frac{b}{30z} = 0,86 \text{ m}$$

El estudio de los tirantes críticos y de los regímenes subcrítico y supercrítico permiten predecir los perfiles de la superficie del agua, en casos como la de una repentina inclinación en un tramo de un canal para conectarse a otro, el diseño de aliviaderos, la formación de ondas al cierre o apertura brusca de una compuerta, etc. Sin embargo en la gran mayoría de los casos - por ejemplo en el diseño de aliviaderos - hay que hacer uso de coeficientes empíricos obtenidos en ensayos de laboratorio. Por ello no se profundizará más en el tema y en el capítulo destinado a Obra Civil, se hará referencia a las ecuaciones utilizadas para dimensionar esas estructuras.

2.2.4 Programas de ordenador

Los problemas de flujos críticos hipercríticos y subcríticos pueden abordarse como en 2.3.3 con ayuda de tablas y gráficos, pero la utilización de programas de ordenador específicamente escritos con ese fin agilizan el procedimiento y aumentan la precisión de los resultados. Entre los muchos programas existentes en el mercado nos permitimos mencionar un programa de *shareware*, el Flow Pro 2.0, de PSA (Professional Software for Engineering Applications) que se puede encontrar en INTERNET en la dirección <http://www.europa.com/~psapps/vault.htm>, de la que se puede bajar una versión de evaluación. Las figuras siguientes muestran dos carátulas de pantalla, en la que se ve una caja de diálogo con los valores requeridos y los resultantes del cálculo para un canal triangular, entre los que se incluyen, la pendiente, el caudal, la altura de la lámina de agua y la rugosidad.

El programa, que corre sobre Windows 95, ha sido diseñado para calcular, en canales con flujo uniforme, el perfil de la superficie del agua en canales de variadas secciones –circular, rectangular, trapezoidal, en U- para flujos subcríticos e hipercríticos, y para el diseño de aliviaderos, orificios, y compuertas sumergidas. El programa calcula la profundidad y la pendiente críticas, el perímetro mojado y el radio hidráulico de forma automática. El usuario puede escoger el sistema SI de unidades o el anglosajón. Las soluciones numéricas pueden ser complementadas con la expresión gráfica de los perfiles.



Bibliografía

1. N.H.C.Hwang y Carlos Hita, "*Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems*", Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 1987
2. F.H. White, "*Fluid Mechanics*", MacGraw-Hill Inc. USA
3. A. Piqueras, "*Evacuación de Broza*", ESHA Info nº 9 verano 1993
4. L. Allievi, *The theory of waterhammer*, Transactions ASME 1929
5. H. Chaudry. *Applied Hydraulic Transients*, Van Nostrand Reinhold Co. 1979
6. V.L. Streeter y E.B. Wylie, *Hydraulic Transients*, McGraw-Hill Book Co., New York 1967
7. J. Parmakian. *Waterhammer analysis*. Dower Publications, New York 1963
8. R.H. French, "*Hidráulica de canales abiertos*" McGraw-Hill/Interamericana de Mexico, 1988
9. V.T. Chow, *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Co., New York 1959

Otra bibliografía sobre el tema del capítulo:

H.W.King y E.F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Book Co., New York 1963

R. Sylvester, *Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow*, Water Power March 1961

V.L. Streeter y E.B. Wylie, *Fluid Mechanics*, McGraw-Hill Book Co., New York 1975

3 El recurso hídrico y su potencial

3.0 Introducción

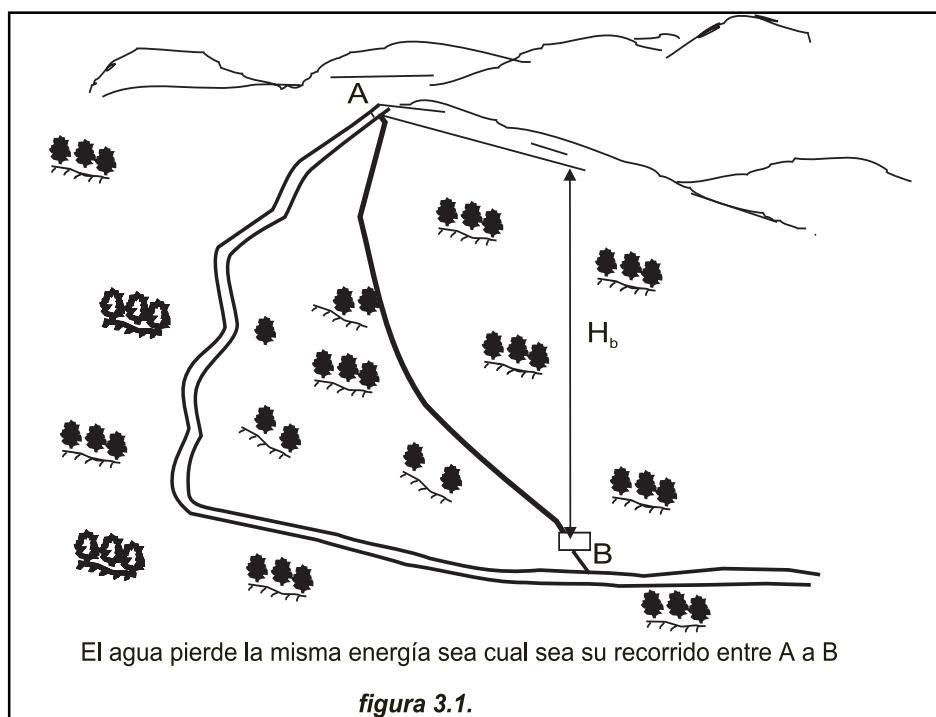
Un aprovechamiento hidráulico necesita, para generar electricidad, un determinado caudal y un cierto desnivel. Se entiende por caudal la masa de agua que pasa, en un tiempo determinado, por una sección del cauce y por desnivel, o salto bruto, la distancia medida en vertical que recorre la masa de agua - diferencia de nivel entre la lámina de agua en la toma y en el punto donde se restituye al río el caudal ya turbinado.

En la figura 3.1 el agua, al fluir desde el punto A al punto B, y sea cual sea su recorrido intermedio - el propio curso de agua, un canal o una tubería forzada - pierde energía potencial de acuerdo con la ecuación

$$P = Q H_b \gamma \quad (3.1)$$

en la que P es la potencia, en kW, perdida por el agua; Q el caudal medido en m^3/s , H_b el salto bruto en m y γ el peso del agua igual a su masa por la constante de aceleración de la gravedad (kg/m^3).

El agua, en su caída, puede seguir el cauce del río, en cuyo caso el potencial se disipará en fricción y turbulencia, o puede circular por una tubería en cuya extremidad está instalada una turbina. En el segundo supuesto la masa de agua disipará su potencia en vencer la fricción para poder circular por la tubería y en atravesar los alabes de la turbina. Es precisamente este último componente de la energía potencial el que hace girar la turbina y generar así energía eléctrica. Un buen diseño será aquel que minimice la disipación de potencia durante su recorrido entre A y B, para que sea máxima la disponible para accionar la turbina.



El agua pierde la misma energía sea cual sea su recorrido entre A a B

figura 3.1.

Para valorar el recurso hídrico hay que conocer como evoluciona el caudal a lo largo del año - un solo valor instantáneo del caudal no es significativo - y cual es el salto bruto de que se dispone. En el mejor de los casos, las autoridades hidrológicas habrán instalado, en el tramo de río en el que piensa emplazarse el aprovechamiento, una estación de aforos con lo que podrá disponerse de una serie temporal de caudales, que será tanto más valida cuanto más larga sea su historia (numero de años a lo largo de los cuales se han ido tomado esos registros), y más cuidado se haya dedicado a su recogida

No es fácil sin embargo que, dado el tamaño de los ríos sobre los que se construyen estos aprovechamientos, puedan encontrarse registros de caudales para el tramo en cuestión. Si no existen habrá que acudir a la hidrología, que nos permitirá conocerlos con suficiente aproximación, bien sea por medición directa o indirecta, bien sea por cálculo a partir de los factores climáticos y fisiográficos de la cuenca de captación.

El primer paso a dar será el de averiguar si existen series temporales de caudales para el tramo de río en estudio, para otros tramos del mismo río o para ríos semejantes de la zona, - con las que poder reconstruir el régimen de caudales - y en último término habrá que obtener los factores climáticos con los que calcularlo.

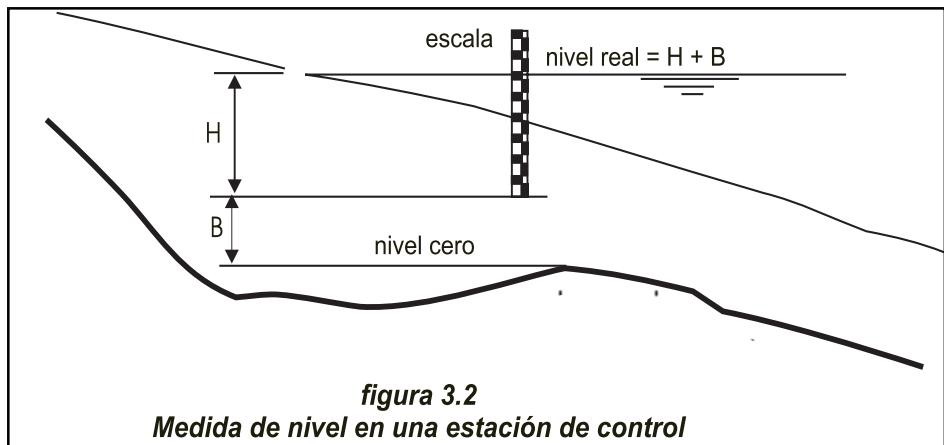
3.1 Registros de datos hidrológicos

En todos los países de la Unión Europea (U.E.) existen organismos especialmente dedicados a gestionar los datos hidrológicos y los datos climáticos recogidos, respectivamente, en las estaciones de aforo y de meteorología.

En el seno de Naciones Unidas existe una organización, la "World Meteorological Organization", que dispone de un servicio de información hidrológica (INFOHYDRO), dedicado a diseminar información sobre:

- * Organizaciones, instituciones y agencias relacionadas con la hidrología;
- * Actividades hidrológicas de dichos organismos;
- * Principales cuencas y lagos del mundo;
- * Redes de estaciones hidrológicas de los países - número de estaciones y duración de las series;
- * Bancos de datos hidrológicos nacionales - situación de la recogida, proceso y archivo de datos;
- * Bancos de datos internacionales, referentes a la hidrología y a los recursos hídricos.

INFOHYDRO incluye un Manual y una base de datos informatizada. El Manual incluye, en un volumen, la lista de todos los servicios hidrológicos existentes en los países miembros de la WMO, y sus actividades referentes a la recogida de datos. En este manual figura el nombre y dirección de las organizaciones relacionadas con la recogida de datos hidrológicos, a los que el productor o, en su caso, el proyectista pueden dirigirse para obtener las series temporales de datos que le permitirán conocer el régimen de caudales del aprovechamiento en proyecto. El Capítulo IV del Manual incluye las tablas correspondientes a:



- | | |
|----------------------------------|-----------------------|
| 1. Precipitación y Evaporación | 2. Series de caudales |
| 3. Sedimentos y calidad del agua | 4. Aguas subterráneas |

El manual INFOHYDRO puede ser adquirido en la WMO, al precio de 132 Francos Suizos. La referencia del manual es "WMO N° 683 INFOHYDRO Manual (Operational Hydrology Report N° 28)".

INFOHYDRO es una base diseñada para hacer llegar la información hidrológica disponible, puesta permanentemente al día, a los países miembros de la WMO. La base de datos está disponible en disquetes, y puede ser pedida al:

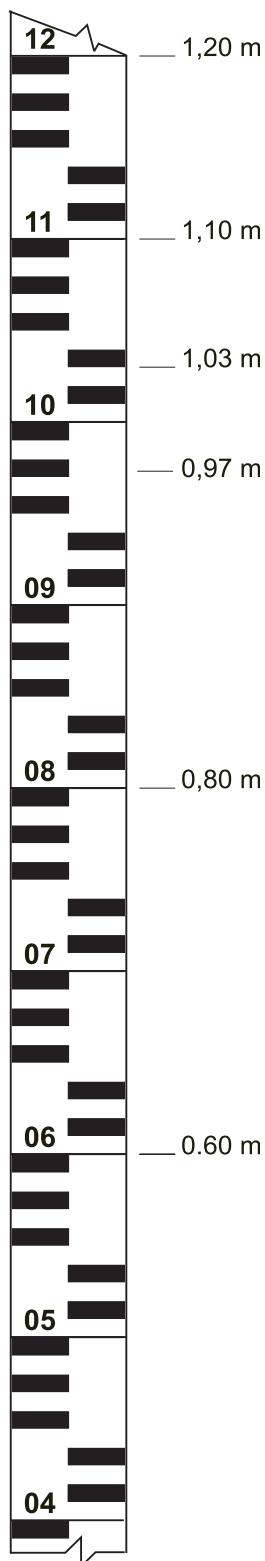
Secretario General
 World Meteorological Organization
 41, Avenue Giuseppe Motta
 P.O Box 2300
 CH-1211 Geneva 2 Switzerland
 Teléfono (+41 22) 730 81 11 Fax (+41 22) 734 23 2

3.2 Medidas directas del caudal

Si no existen series temporales para el tramo de río en estudio, y se dispone de tiempo para ello, se pueden medir los caudales a lo largo de un año -como mínimo- ya que una serie de medidas instantáneas no tienen ningún valor. Para ello puede hacerse uso de diversas opciones.

3.2.1 Método de medida del área transversal y de la velocidad media

Un método convencional empleado en ríos grandes y medianos consiste en medir la sección transversal del río, en un punto dado, y la velocidad media de la corriente de agua que la atraviesa. Para ello hay que contar con una estación de aforos, aguas abajo de un tramo recto de razonable longitud, en lo que se conoce como "sección de control" (figura 3.2), donde se pueda establecer, de una manera fiable, una relación entre alturas de lámina y caudales

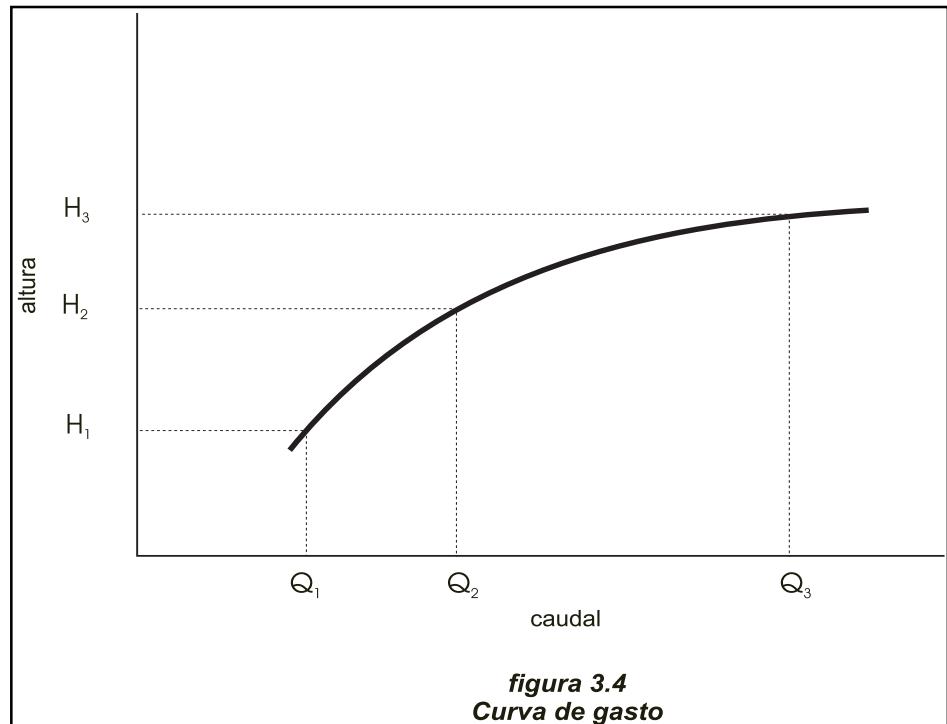


En una estación de aforos, lo que se mide y registra es el nivel de la lámina de agua a lo largo del tiempo. Para ello, en su versión más simple, se utiliza una regla graduada en metros y centímetros (figura 3.3) similar a una mira tipográfica. En la fotografía 3.1, cedida por la Confederación Hidrográfica del Norte de España, se ve la sección de control y una serie de reglas superpuestas, con suficiente altura para que en ningún caso el agua descienda por debajo o suba por encima de las marcas. En esta estación las reglas están encastradas en la pila que sirve de base a la oficina de la misma. En todo caso es conveniente escoger un punto de referencia estable en la orilla, a fin de comprobar periódicamente la nivelación de las reglas. En las estaciones de aforo modernas en lugar de una regla, que obliga a una recogida manual de los datos, se utiliza un sensor piezoelectrónico de nivel de agua cuya señal se envía a la tarjeta de entrada de datos de un PC, que se encarga de su registro y ulterior procesamiento.

Estas lecturas se traducen a caudales mediante la curva de gasto de la estación (fig. 3.4), que correlaciona el nivel de la lámina de agua con el caudal correspondiente. Para dibujar esta curva hay que medir simultáneamente el nivel de la lámina de agua y el caudal mediante cualquiera de las técnicas que se describen en este capítulo. Se recomienda empezar por dibujar el tramo de la curva correspondiente a los caudales bajos, y aprovechar estas mediciones para iniciar la construcción de una curva que correlacione el caudal con el coeficiente n de Manning (ver capítulo 2). Así se podrá luego dibujar, la curva de caudales elevados, muy difícil de obtener por medición directa, mediante el método de medida por la pendiente de la lámina de agua, tal y como se detalla en la sección 3.3.4, y estimando el valor del coeficiente n extrapolando de la curva de correlación previamente construida.

La forma de la curva de gasto ¹(ver figura 3.4) es del tipo

figura 3.3



$$Q = a(H+B)^n \quad (3.1)$$

en la que: a y n = constantes

H = nivel de la lámina de agua medido en la escala

B = corrección para obtener el nivel real.

Para calcular la corrección B de la escala (ver fig. 3.2) se comienza por hacer dos lecturas de modo que

$$Q_1 = a(H_1+B)^n$$

$$Q_2 = a(H_2+B)^n$$

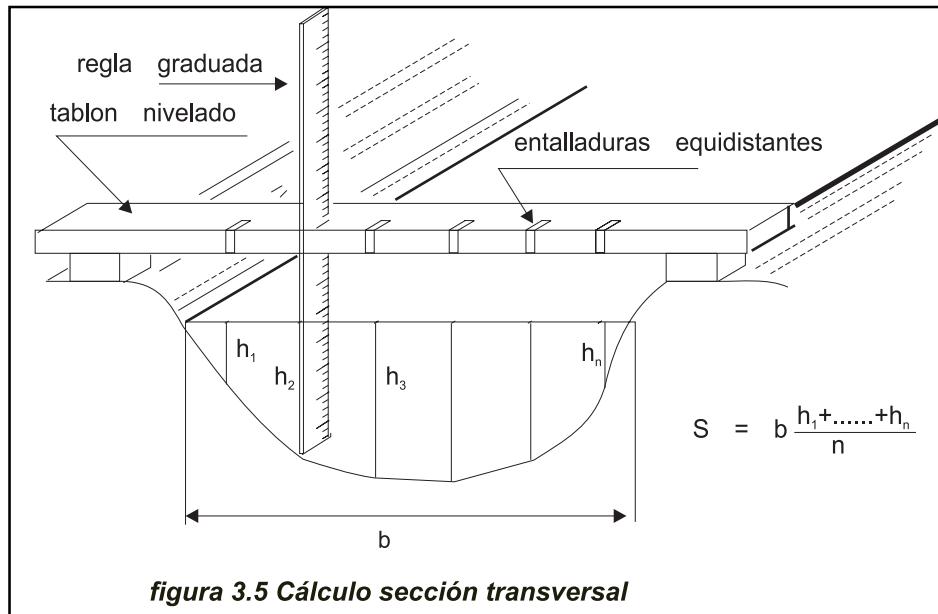
Se hace después una tercera medida para un caudal Q_3 , media geométrica de Q_1 y Q_2 , al que corresponderá una lectura H_3 .

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 Q_2} = a(H_3+B)^n = \sqrt{a(H_1+B)^n \cdot a(H_2+B)^n}$$

Así se podrá escribir:

$$(H_3+B)^2 = (H_1+B)(H_2+B) \quad \text{y por tanto}$$

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \quad (3.2)$$



Existen recomendaciones (ISO) de la Organización Internacional de Normalización, que facilitan la utilización correcta de estas metodologías.^{2,3}.

3.2.1.1 Calculo del área de la sección transversal.

Para calcular el área de la sección transversal, se recomienda descomponerla en una serie de trapecios como muestra la figura 3.5. Midiendo sus lados con ayuda de unas reglas graduadas, colocadas en la forma que indica la figura, el área de la sección mojada del cauce vendrá dada por la ecuación:

$$S = b \times \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{n} \quad (3.3)$$

3.2.1.2 Calculo de la velocidad media en la sección transversal

Para medir la velocidad de corriente se puede utilizar una de las técnicas que se describen a continuación.

Mediante un flotador

Se coloca un objeto flotante no muy ligero - por ejemplo un tapón de madera - en el centro de la corriente y se mide el tiempo t (en segundos) que necesita para recorrer una longitud L (en metros). El método no es utilizable en cauces de perfil irregular o de muy poca profundidad, pero da resultados aceptables si se escoge un tramo relativamente recto y de sección uniforme. La velocidad superficial, en m/seg, vendrá dada por la formula

$$v_s = \frac{L}{t} \quad (3.4)$$

Está claro que la velocidad v_s no es la velocidad media v de la sección. Para

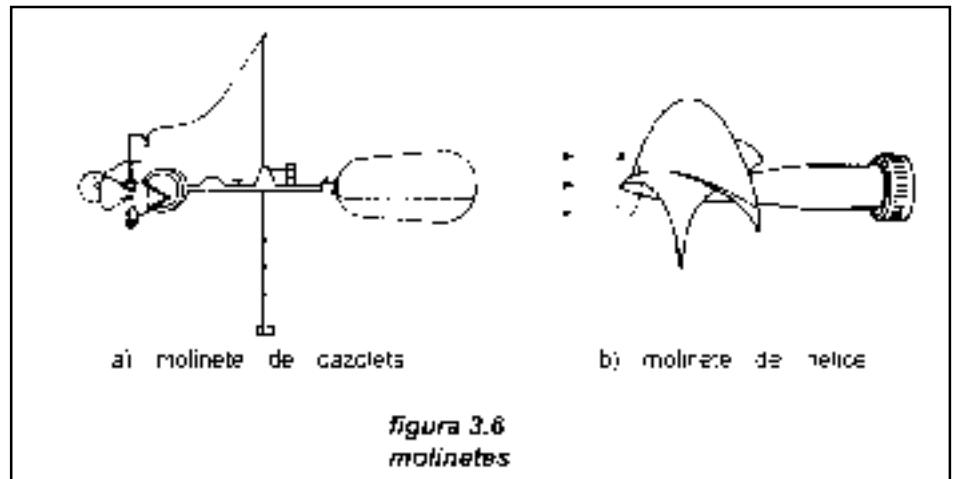


figura 3.6
molinetas

obtener v habrá que multiplicar v_s por un factor, que puede variar entre 0,60 y 0,85, dependiendo de la profundidad del cauce y de la rugosidad de su fondo y orillas (0,75 es un coeficiente generalmente aceptado).

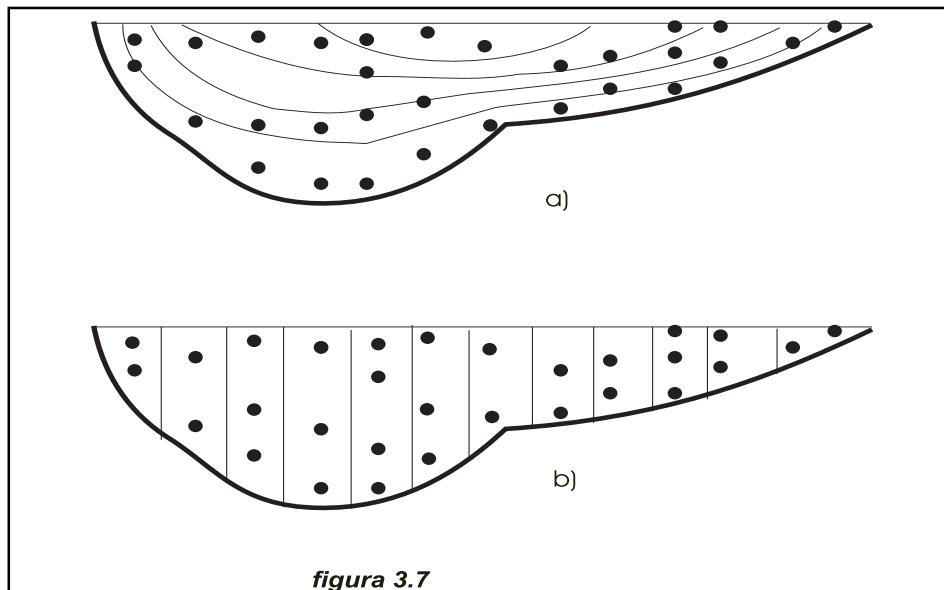
Mediante un molinete

Para construir una curva de aforo más precisa es necesario conocer la velocidad media en la sección transversal del cauce, para lo que habrá que medir la velocidad de la corriente en un número suficiente de puntos de esa sección.

Para medir la velocidad de la corriente en un punto puede utilizarse un molinete, dispositivo provisto, en su versión más simple, de una hélice o de una rueda de cazoletas (figura 3.6), montadas sobre un eje horizontal. El molinete envía, por cada vuelta o número de vueltas predeterminado del eje, un impulso eléctrico que es transmitido a un contador, que se encarga de registrar el número de impulsos por unidad de tiempo. Cada molinete se entrega con una curva que correlaciona el número medido de impulsos, con la velocidad de la corriente que queremos medir.

Para medir la velocidad de corriente en ríos grandes y medianos se cuelga el molinete de un puente, lastrándolo para que no sea arrastrado por la corriente y haciendo que se mantenga en la vertical del observador. Si el puente es de varios tramos, los pilares intermedios darán lugar a una restricción o a una expansión de las líneas de corriente, lo que puede falsear las mediciones. Si no hay ningún puente en el tramo escogido del río, podrá utilizarse un bote bien anclado a las dos orillas. Un cable ligero, pero bien tenso, permitirá conocer con suficiente precisión la posición horizontal del punto en el que se está midiendo la velocidad de la corriente. Si la velocidad es muy elevada - por ejemplo en épocas de crecida - el cable del que cuelga el molinete se inclinará tanto más cuanto más elevada sea aquella. No obstante, conociendo la longitud del cable y su inclinación, se podrá localizar con precisión el punto de medida. Estos molinetas ofrecen una buena precisión para velocidades de corriente entre 0,2 y 5,0 m/s.

Actualmente existen molinetas más robustas, como el molinete electromagnético, que no tiene componentes móviles y va encerrado en una cápsula con forma



hidrodinámica para resistir mejor la fuerza de la corriente. Es más compacto que el de hélice y resulta apropiado para medir velocidades muy pequeñas, para las que los caudalímetros de hélice dan resultados muy erráticos. Su menor vulnerabilidad al atoramiento por el verdín o las algas, los hace muy atractivos en caso de cauces muy contaminados o por los que circula mucha broza. Para garantizar la coherencia de resultados en la medida de caudales con molinetes conviene seguir las recomendaciones ISO⁴.

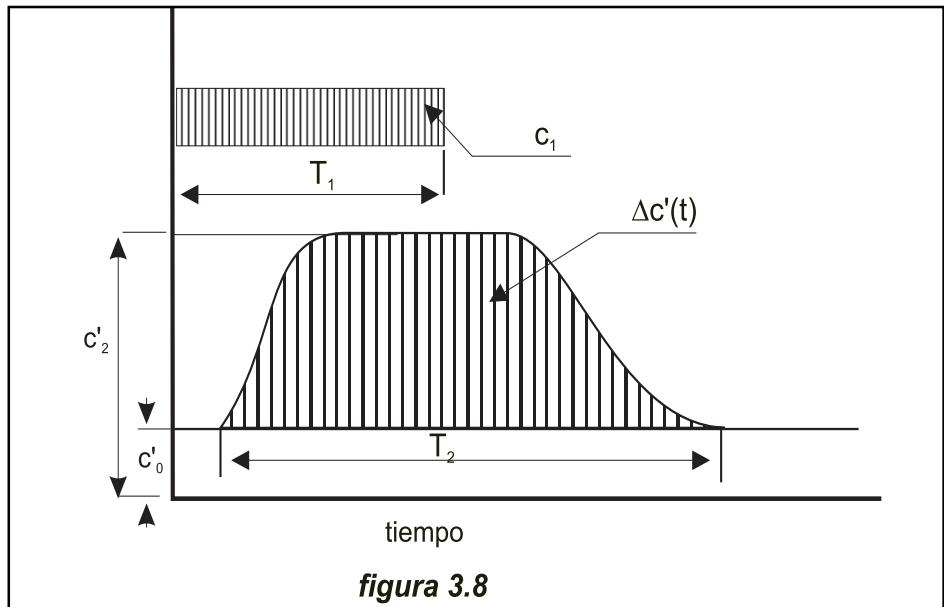
Conocida la velocidad de la corriente en un número adecuado de puntos de la sección transversal, se dibujarán, sobre ésta las curvas de igual velocidad o isovelas, para a continuación, y con ayuda de un planímetro, medir el área de las superficies comprendidas entre cada dos isovelas consecutivas. La suma de los productos del área de cada una de esas superficies por el valor medio de las isovelas que la delimitan, dividida por la superficie total de la sección, dará el valor de la velocidad media global. La figura 3.7a muestra una sección transversal sobre la que se han dibujado las isovelas.

Alternativamente se puede dividir el cauce en secciones verticales y calcular la velocidad media en cada una de ellas, tal y como muestra la figura 3.7b. En este caso y para obtener una precisión suficiente, se recomienda que el área de cada una de las secciones verticales no supere el 10% del área total.

3.2.2 Medida directa del caudal por dilución de un soluto en la corriente

Los métodos de dilución resultan particularmente idóneos para los pequeños arroyos de montaña, donde debido a la rapidez de la corriente y a la escasa profundidad del cauce no se puede utilizar con éxito un molinete.

Para calcular el caudal se inyecta en el curso de agua una solución de un producto químico, de concentración conocida y aguas abajo, a una distancia suficiente para que el producto se haya mezclado completamente (unos 50 m), se recogen

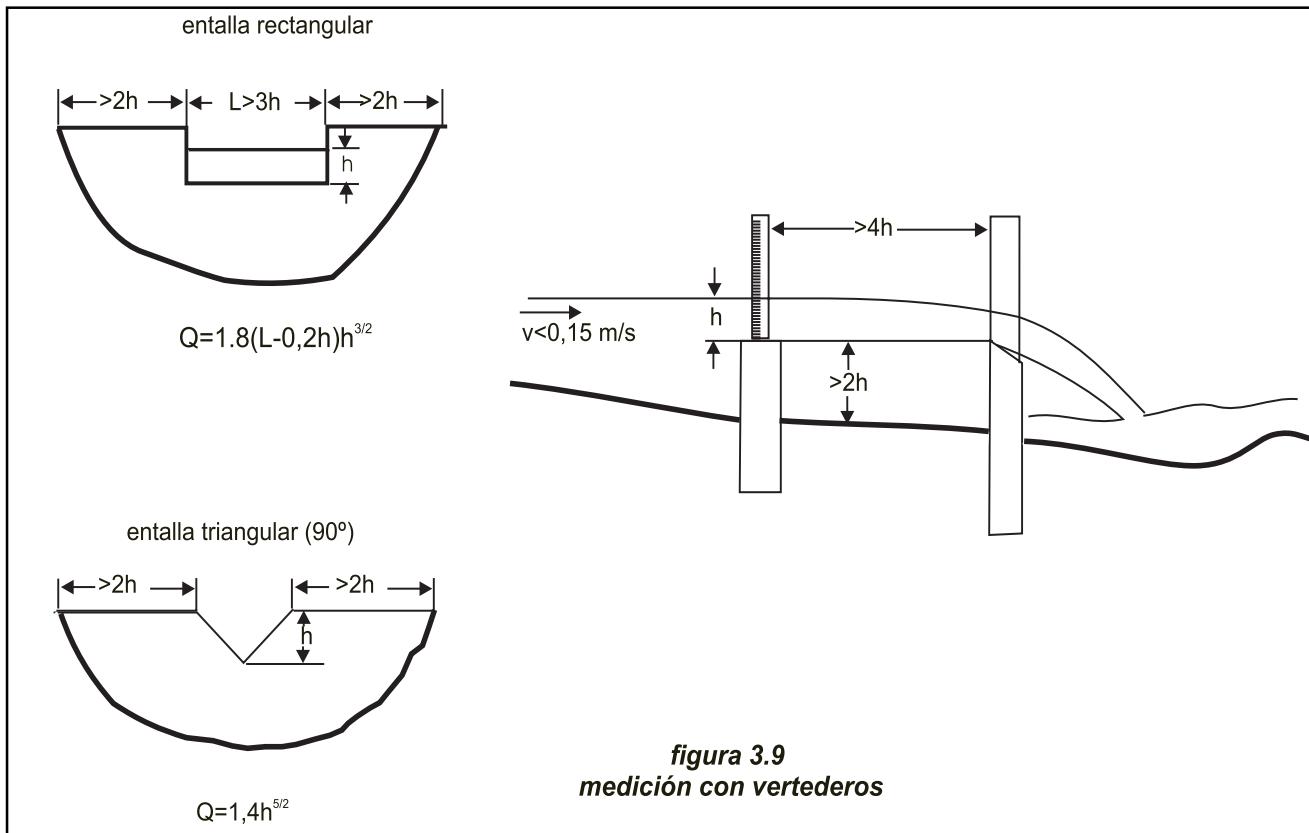


las muestras de agua. El producto puede inyectarse a un ritmo constante, durante un lapso de tiempo dado, o de golpe en una única dosis. Tomando muestras del agua a cortos intervalos y analizándolas, se construye una curva concentración-tiempo. Hasta hace poco se utilizaban soluciones de sales de cromo y las muestras se analizaban por colorimetría. El método es muy preciso pero requiere un equipo costoso y personal especializado⁵.

Actualmente se trabaja con soluciones de cloruro sódico, cuya concentración aguas abajo viene dada por la variación de la conductibilidad eléctrica del agua. Uno de los métodos más sencillos es el desarrollado por Littlewood y estriba en volcar en el cauce un volumen conocido (V) de una solución fuerte de sal común para medir aguas abajo, a cortos intervalos, el cambio de conductibilidad del agua. Así se construye una curva conductibilidad-tiempo, como la de la figura 3.8, en la que la media de sus ordenadas, es la media de las diferencias de conductibilidad c' , de las muestras y del agua del río, aguas arriba del punto de inyección. Diluyendo en un bidón, un pequeño volumen v de la solución fuerte de sal común, en un volumen mucho mayor V^* de agua y midiendo asimismo la diferencia de conductibilidad Δc^* , se puede calcular el caudal mediante la ecuación:

$$Q = \frac{V}{T_2} \times \frac{V^*}{v} \times \frac{\Delta c^*}{\Delta c'} \quad (3.5)$$

cuyos términos son todos conocidos. El método no es sensible a la marca o calibración del aparato empleado para medir conductibilidades, ni se necesita conocer la concentración exacta de la solución fuerte, puesto que se trabaja con volúmenes y no con concentraciones.



3.2.3 Medida del caudal mediante el uso de un aliviadero

Siempre que no sobrepase los 4 m³/s, un caudal se puede medir, haciéndolo pasar por un vertedero de sección conocida dispuesto perpendicularmente a la corriente. Los vertederos se clasifican según la forma del corte: en V, rectangular y trapezoidal y pueden ser de cresta ancha o de cresta delgada. Aquí nos ocuparemos solamente de los vertederos de cresta delgada.

Las experiencias llevadas a cabo en laboratorio permiten conocer los coeficientes de gasto correspondientes a los distintos tipos de vertedero. Basta pues medir aguas arriba del mismo (como mínimo a una longitud igual a 4 veces la altura a medir) el nivel h , sobre el vertedero (figura 3.9).

Los vertederos triangulares (en V) resultan más precisos para caudales pequeños, pero los rectangulares pueden medir una horquilla de caudales mucho más amplia. La figura 3.9 muestra las dimensiones de dos vertederos, respectivamente con sección rectangular y triangular, así como las fórmulas empleadas para calcular el caudal en función de h . Las normas ISO 3846:1989⁶, 3847:1987⁷, 4359:1983⁸, 4360:1984⁹, y 4362:1992¹⁰, que especifican los métodos de medida de caudal utilizando vertederos de distintas formas y perfiles.

3.2.4 Medida del caudal por la pendiente de la lámina de agua.

Este método, basado en la ecuación de Manning, se emplea para medir grandes caudales, con los que ninguno de los métodos anteriores da buenos resultados.

Para ello se escoge un tramo del río de 50 a 300 metros de longitud, recto, de pendiente y sección uniformes. La pendiente de la lámina de agua se mide hincando en el cauce una serie de estacas y la sección transversal, levantando un plano en varias secciones del cauce y calculando la media de sus áreas (A) y de sus radios hidráulicos (R). con los que se calcula Q utilizando la formula de Manning

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad (3.6)$$

El punto débil del método reside en la estimación del valor de n (tabla 3.1). En cauces naturales n es del orden de 0,035, por lo que un error de apreciación de 0,001 dará lugar a un error del orden del 3% en el valor del caudal.

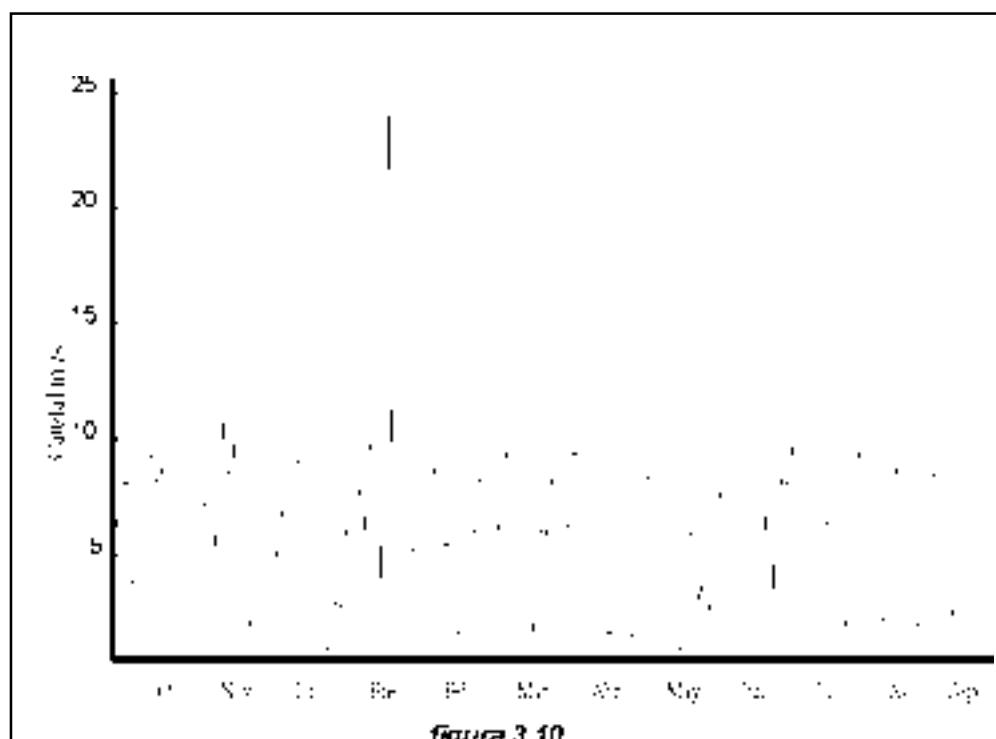


figura 3.10

Tabla 3.1 Valores típicos del coeficiente n de Manning en cursos naturales

Cursos de agua	n
Arroyos limpios en los que el agua fluye suavemente	0.030
Arroyos o ríos normales en condiciones estables	0.035
Ríos poco profundos con meandros y abundante vegetación	0.045
Ríos o arroyos poco profundos con ramas y piedras	0.060

3.3 Régimen de caudales

Para trabajar con una serie temporal de caudales hay que ordenarla con arreglo a una lógica.

3.3.1 Hidrograma

Una forma de hacerlo es agruparlos por orden cronológico, lo que dará lugar a una gráfica conocida como hidrograma, representada en la figura 3.10.

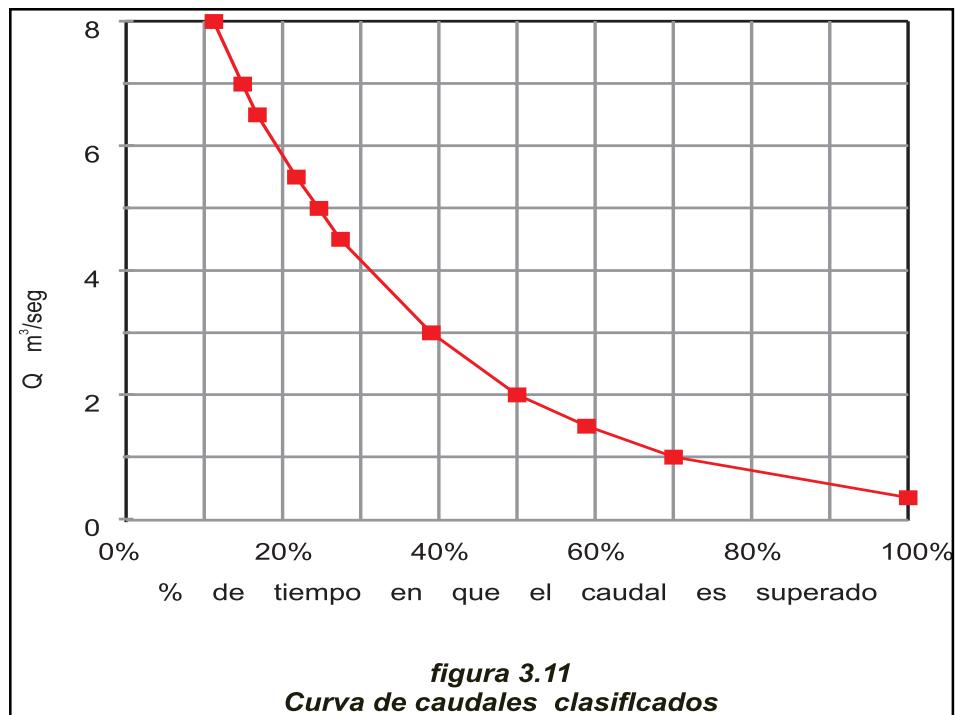
3.3.2 Curva de caudales clasificados (CCC)

Otra forma es ordenarlos datos por orden de magnitud en vez de por orden cronológico. La curva llamada de caudales clasificados (CCC) muestra, para el tramo de río en cuestión, el porcentaje de tiempo en el que se alcanza o se supera un cierto valor del caudal.

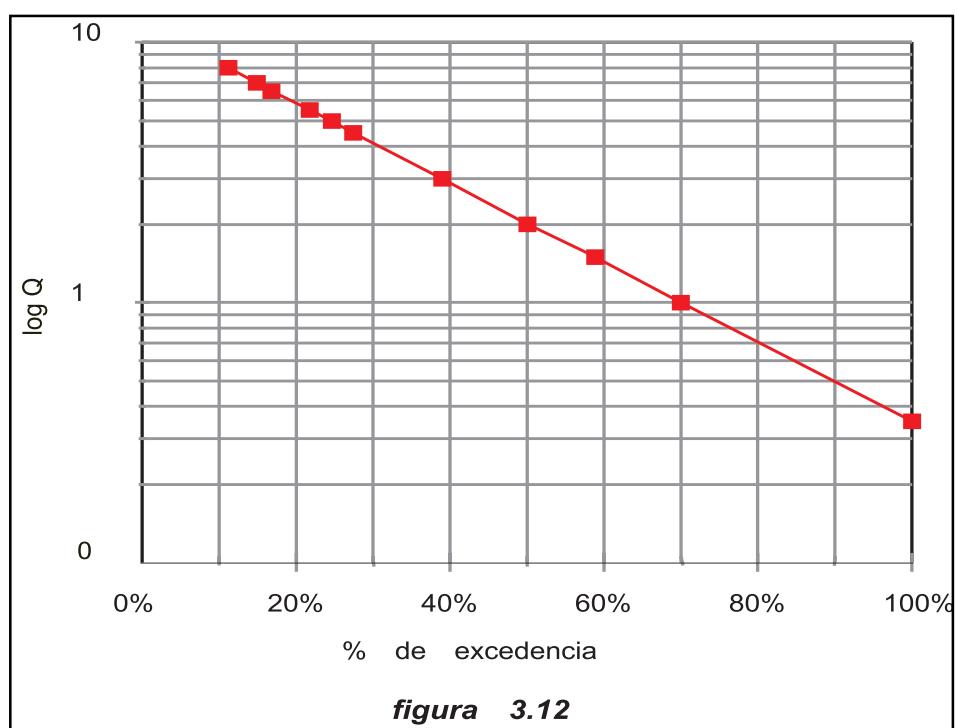
	Nº de días	% del año
Caudales de más de 8,0 m ³ /s	41	11,23
Caudales de más de 7,0 m ³ /s	54	14,90
Caudales de más de 6,5 m ³ /s	61	16,80
Caudales de más de 5,5 m ³ /s	80	21,80
Caudales de más de 5,0 m ³ /s	90	24,66
Caudales de más de 4,5 m ³ /s	100	27,40
Caudales de más de 3,0 m ³ /s	142	39,00
Caudales de más de 2,0 m ³ /s	183	50,00
Caudales de más de 1,5 m ³ /s	215	58,90
Caudales de más de 1,0 m ³ /s	256	70,00
Caudales de más de 0,35 m ³ /s	365	100,00

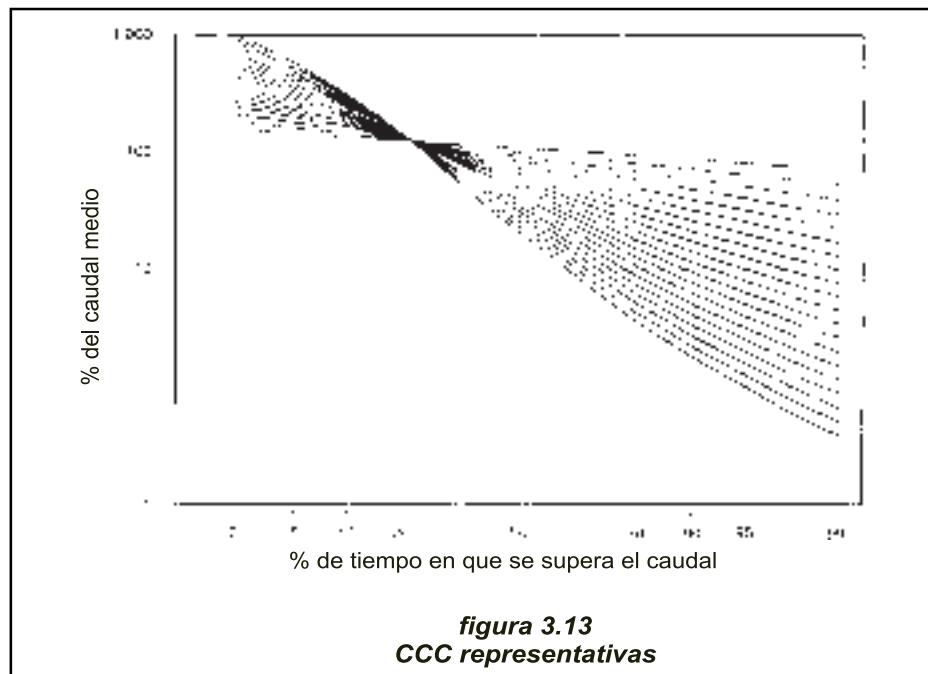
Con esta tabla se puede dibujar un gráfico como el de la figura 3.11, resultado de agrupar las ordenadas de la figura 3.10, por orden de magnitud en vez de por orden cronológico. Hoy en día, en que las estaciones de aforo digitalizan sus series, lo recomendable es procesar el listado cronológico en una hoja electrónica, ordenándolo en sentido descendente, y con ayuda de un simple macro, o a mano, clasificar los datos de forma análoga a la tabla anterior y obtener automáticamente la CCC.

Cuando la diferencia entre los valores máximo y mínimo del caudal es de dos o más órdenes de magnitud conviene dibujar la curva de caudales clasificados



utilizando una escala logarítmica para los valores de Q y una escala normal para las frecuencias, con lo que la figura 3.11 se representaría por la figura 3.12





3.3.3 Curvas estándar de caudales clasificados

Cuando se quieren comparar las CCCs de distintos ríos resulta útil dividir los valores de los caudales, primero por la superficie de la cuenca de captación y luego por la intensidad media anual de precipitación. Estas curvas donde los caudales vienen dados en m^3/s , por unidad de superficie de captación y por unidad de precipitación anual (típicamente $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2/\text{m}$) se conocen como CCCs estándar.

La figura 3.13 muestra veinte CCCs estandar, dibujadas a escala doble logarítmica, correspondientes a cuencas de captación geológicamente diferentes.

3.3.4 Curvas de caudales clasificados en tramos no aforados

Si no existen series fiables de caudales para el tramo escogido, ni para tramos de ríos cercanos con características similares que permitirían obtenerlas por extrapolación, por la relación de áreas de cuencas de captación y la intensidad de precipitaciones, habrá que recurrir a la hidrología que utiliza las características fisiográficas de la cuenca de captación, la intensidad de las precipitaciones y los valores de evapo-transpiración, para dibujar la CCC que defina el régimen de caudales.

Para poder evaluar rápidamente, y en cualquier lugar de la Unión Europea, la viabilidad de un aprovechamiento de energía minihidráulica, el «Institute of Hydrology» del Reino Unido, ha desarrollado para la European Small Hydropower Association (ESHA), un "Atlas de Recursos Hidráulicos" en forma de un paquete de software, con menús desplegables, que corre en el entorno Windows v 3.1 o superior. El proyecto ha sido financiado con fondos de la Unión Europea, Dirección General de Energía (DG XVII), en el marco del Programa ALTENER

3.3.5 Atlas Europeo de recursos hidráulicos para pequeñas centrales

Para calcular el caudal anual medio en el tramo deseado, el programa utiliza el método del balance hídrico, versión hidrológica de la ecuación de continuidad. Esta dice que, para cualquier sistema considerado y durante cualquier periodo de tiempo, la diferencia entre sus entradas y salidas será igual al cambio de volumen de agua en él almacenado. El uso de ésta ecuación implica medidas de flujo y almacenamiento de agua, aunque mediante una adecuada selección del espacio y del tiempo para los que se realiza el balance, se pueden eliminar algunas medidas.

En la ecuación del balance simple, las entradas comprenden la precipitación total (P) que alcanza la superficie de la cuenca de captación en forma de lluvia o nieve y las importaciones de agua exterior al sistema, tanto superficial como subterránea. Las salidas incluyen la evapotranspiración (ET), la escorrentía (A) y el flujo subterráneo (F). Si las entradas exceden a las salidas, aumentará el agua almacenada (S) en el sistema. En una cuenca de captación, que soporte un balance hídrico prácticamente independiente, las importaciones y exportaciones a otros territorios serán nulas y las salidas subterráneas al mar podrán considerarse porcentualmente despreciables. Con estas hipótesis la ecuación del balance hídrico resultaría:

$$A_T = P_T - ET \quad (3.7)$$

en la que: A_T = Escorrentía total anual en mm

P_T = Precipitación total anual en mm

ET = Evapotranspiración anual en mm

Para determinar la cantidad de agua caída sobre una cuenca (precipitación areal), hay que partir de las cantidades de agua recogidas, de forma puntual, en las estaciones meteorológicas distribuidas espacialmente sobre la misma para estimar el valor areal de la precipitación empleando métodos que reflejen su modelo de distribución espacial (método de Horton, método de las isoyetas, método de Thiessen, método de los dos ejes, método de elementos finitos, etc.). En el caso de las cuencas de tamaño limitado, como son las de los pequeños aprovechamientos, el método más utilizado es el de las isoyetas. Para trazarlas se utilizan datos de las estaciones situadas tanto dentro como fuera de la cuenca. La precipitación areal se calcula midiendo con un planímetro las superficies cubiertas por las diferentes isoyetas, y ponderando la media de las precipitaciones registradas en esas superficies. En este manual no se considera el caso de precipitaciones sólidas, en donde el valor recogido en un punto tiene poca significación y para sacar conclusiones válidas hay que conocer la extensión y profundidad del manto de nieve.

El Atlas utiliza como valor de precipitación, la suma de las precipitaciones sobre todas aquellas cuadrículas cuyo centroide cae en el interior del borde de la cuenca.

La evapo-transpiración es la suma del volumen de agua utilizado por la vegetación para su propio desarrollo (transpiración) y del que se evapora directamente del suelo y de la cubierta vegetal (evaporación). Cuando el agua del suelo no es un factor limitativo, la evapotranspiración (ET) tiene lugar a la velocidad de lo que Thorthwaite denominó evapotranspiración potencial (ETP), valor disponible, como parte de los mapas climáticos nacionales, en todos los países de la UE. Para calcular la evapo-transpiración real se utilizan fórmulas diversas, que tienen en cuenta la precipitación areal, la altitud y la temperatura en la cuenca.

En el Atlas, para el caso de España, la escorrentía - diferencia entre la precipitación areal y la evapotranspiración real - se calcula mediante una variante de la ecuación de Budyko, calibrada, mediante análisis de regresión multivariante sobre las series temporales de caudales aforados disponibles en España, que tiene la siguiente expresión:

$$A_T = P_T e^{\left(-0,79 \frac{ETP}{P_T} \right)} \quad (2.8)$$

La escorrentía anual (en mm) sobre la cuenca (superficie en km^2) se convierte en caudal medio (en m^3s^{-1}) utilizando la expresión:

$$\text{Caudal medio (en } \text{m}^3\text{s}^{-1} \text{)} = \text{Escorrentía (mm)} \times \text{Superficie (en } \text{km}^2 \text{)} \times 3,17 \times 10^{-5}$$

Para evaluar el potencial energético de un aprovechamiento no basta con conocer el valor del caudal medio (y el salto) sino que es preciso conocer su régimen, representado por la curva de caudales clasificados.

Demuth (1994) y Gustard (1992, 1993) demostraron que existe una correlación entre el régimen de caudales y las características fisiográficas de la cuenca de captación. Si el suelo es muy permeable habrá mucha infiltración y la contribución de las aguas subterráneas al caudal del río será importante. Si, en cambio, el terreno es impermeable sucederá exactamente lo contrario, y la mayor parte del caudal procederá de la escorrentía directa. Así los ríos con cuencas de captación de alta permeabilidad y corrientes subterráneas importantes, tendrán un régimen de caudales más uniforme que los que proceden de cuencas de captación rocosas, cuyo caudal reflejará más rápidamente la incidencia de las lluvias.

En el caso de España, esa correlación se establece entre el percentil 90 (Q_{90}) de la curva de caudales clasificados y las características fisiográficas de la cuenca, representadas por los tipos de suelo correspondientes a la "Clasificación Mundial de Tipos de Suelo", FAO/UNESCO (FAO, 1975), que la integran.

La clasificación FAO/UNESCO de suelos incluye un total de 61 asociaciones de suelos diferentes. En España se han identificado 29 de esas asociaciones, de las que solo 19 forman parte de las cuencas de captación provistas de estaciones de aforo y 5 constituyen más del 60% del territorio nacional.

Por otra parte, el Atlas Climático español (Ministerio de Transportes, 1983), deja ver dos regiones climáticas claramente diferenciadas: una región norteña que incluye las regiones costeras del norte y noroeste de la península y los Pirineos - a la que el Atlas se refiere como Iberia Verde - y otra que agrupa las costas mediterráneas y las regiones del interior - a la que denomina Iberia Gris. En vista de ello se consideró conveniente desarrollar dos modelos diferentes de correlación, uno para la Iberia Verde y otro para la Iberia Gris. Estos dos modelos correlacionan el Q_{90} con los cinco tipos de asociaciones presentados inicialmente al estar presentes en más del 60% del territorio nacional. Esta correlación se representa por una expresión lineal de la forma:

$$Q_{90} = a.U + b.Bh + c.Id + d.(Bq + Bm)$$

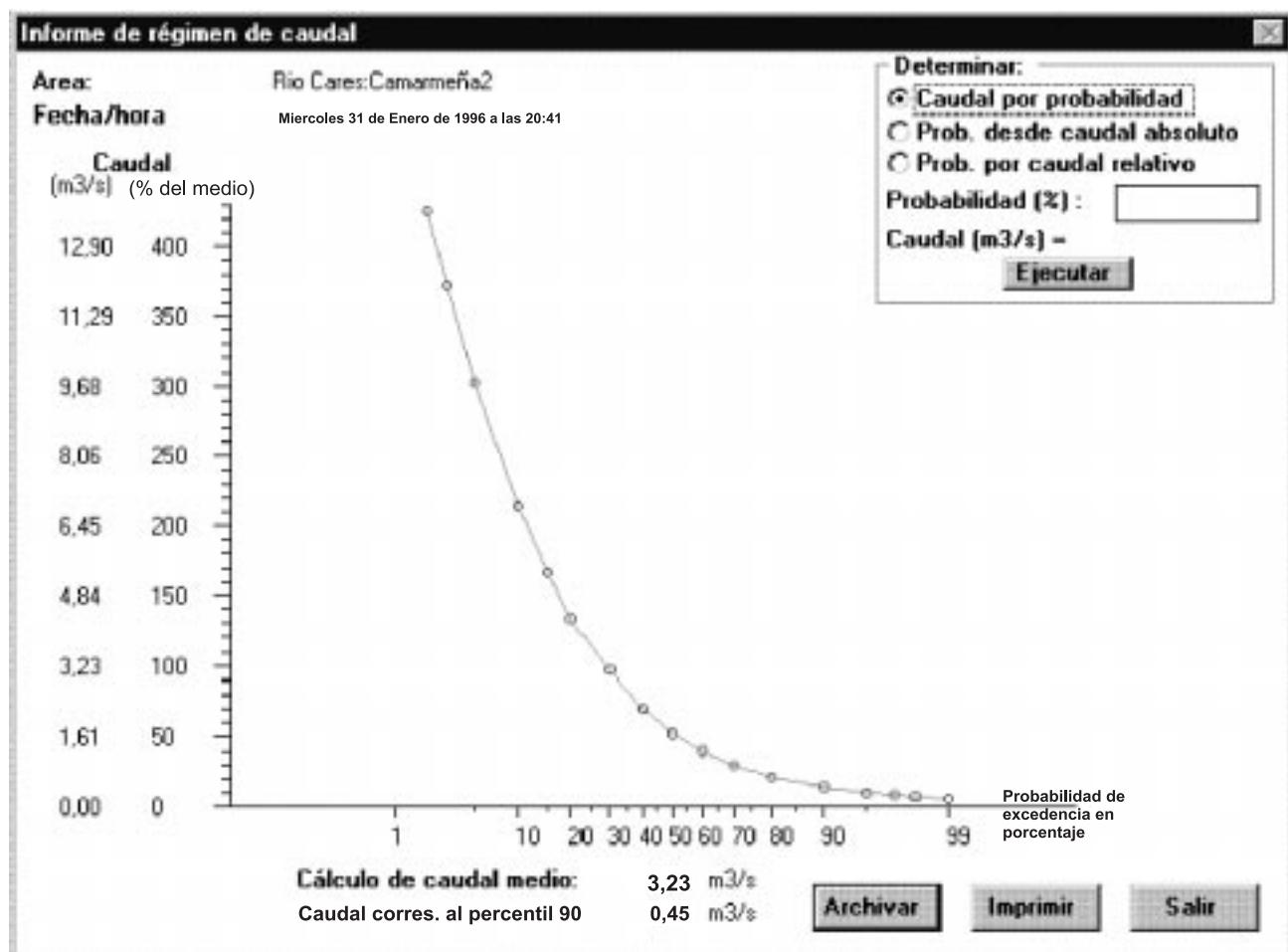
en la que a - d son los parámetros calculados mediante el análisis de regresión para cada uno de los tipos de suelo; U , Bh , ect representan la participación porcentual en la cuenca de los tipos de suelo especificados.

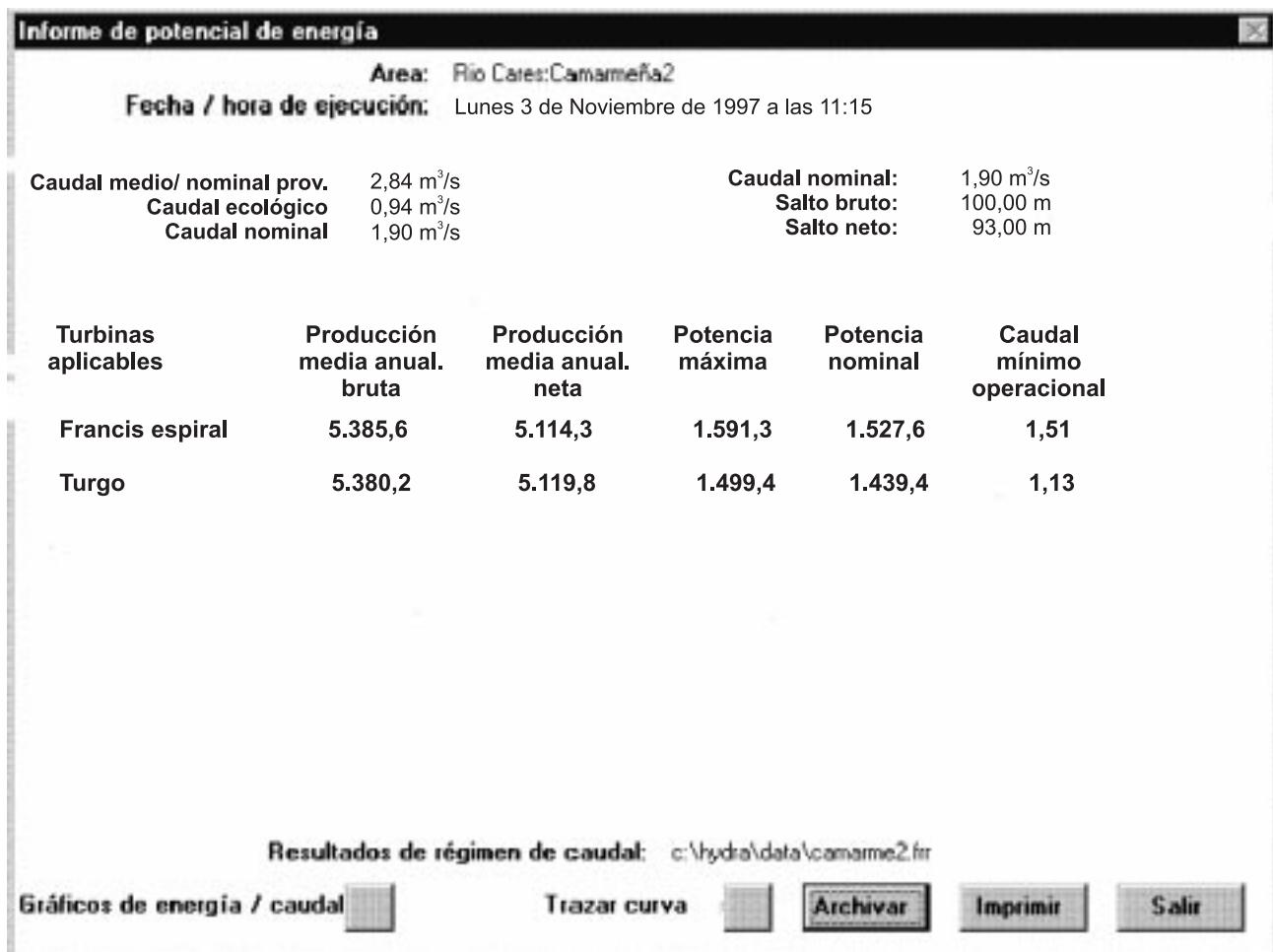
Con estos parámetros el IH ha calculado el valor Q_{90} (expresado en porcentaje del caudal medio) correspondiente a cada cuadrícula de 1 km x 1 km y ha elaborado una base de datos celular con esa distribución.

La metodología empleada por el Atlas para obtener la curva de caudales clasificados sigue los siguientes pasos:

1. Se comienza por identificar, mediante coordenadas UTM, el borde de la cuenca de captación; el programa calcula su superficie y superponiendo a ese plano de la cuenca, las cuadrículas (o bases de datos celulares) correspondientes a la precipitación, la evaporación potencial y el Q_{90} (a partir de la correlación régimen de caudales/ características de la cuenca), calcula el caudal medio anual y el percentil Q_{90} de la cuenca.

figura 3.14



**figura 3.15**

2. Con el Q_{90} obtenido en el primer paso, identifica, entre el juego de CCC normalizadas del tipo de las mostradas en la figura 3.13, la curva estándar correspondiente.
3. Escalando la curva estándar, con el valor del caudal medio anual calculado más arriba, obtiene la curva de caudales clasificados en unidades absolutas ($m^3 s^{-1}$). El programa define esa curva mediante diecisiete puntos.
4. Utilizando la curva de caudales clasificados y midiendo físicamente la altura de salto, el programa calcula la potencia neta instalada y estima la producción anual de energía eléctrica en año hidráulico medio.

El programa ofrece, en cada uno de los pasos mencionados, un informe o una representación gráfica de su resultado. La figura 3.14 muestra la curva de caudales clasificados para un caso real. En la caja mostrada en la esquina superior derecha se puede obtener el caudal (absoluto o relativo) correspondiente a una probabilidad de excedencia determinada o la probabilidad de excedencia correspondiente a un caudal determinado. La figura 3.15 muestra un informe real de la potencia bruta y neta y de la producción anual media para las dos turbinas aplicables en ese aprovechamiento. Todo ello sin esfuerzo y casi en tiempo real.

3.3.6 Curvas de caudales clasificados para un mes determinado.

Siempre es interesante conocer el caudal disponible en un periodo determinado del año, pero este conocimiento resulta particularmente importante, cuando los precios pagados por la electricidad, como sucede en algunos países, varían estacionalmente. Lo normal es preparar curvas de caudales clasificados para los seis meses del invierno y para los seis meses del verano. Se puede ir aún más lejos y preparar la CCC para un mes determinado. Basta con tratar los registros del semestre o del mes en cuestión, utilizando la misma técnica empleada para el año completo.

3.3.7 Caudal ecológico o caudal reservado

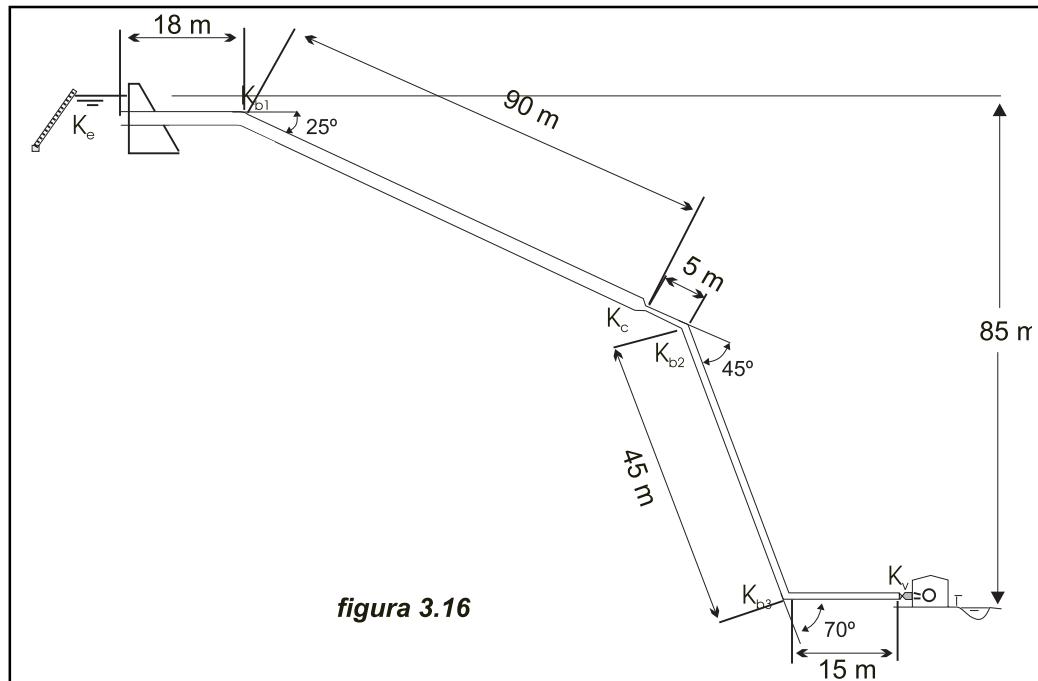
En el capítulo 7, dedicado a la evaluación del impacto ambiental se estudia en detalle el tema, cada vez más crítico, del caudal ecológico o reservado. En grandes líneas si, en un aprovechamiento de derivación, se desviase a turbinas todo el agua del cauce, quedaría en seco el tramo de río cortocircuitado. Si en un momento dado tuviera lugar una avenida, el excedente pasaría sobre el vertedero y circularía por el tramo cortocircuitado. Ambos fenómenos, la puesta en seco del cauce y las periódicas afluencias de agua, destruirían la fauna piscícola, con grave daño para el medio ambiente (y para los pescadores que se opondrían al proyecto).

Para evitarlo, la autorización para derivar agua va siempre acompañada de la obligación de mantener un cierto caudal reservado en el tramo de río comprendido entre la toma y la restitución. Este caudal es conocido, según países o regiones con múltiples nombres - "caudal ecológico", "caudal reservado", "caudal de compensación" etc. En el capítulo 8 se especifican las normas en vigor en los diferentes países comunitarios y en el capítulo 7 se pasa revista a los métodos, actualmente en desarrollo, que permitirán establecer un día, con arreglo a criterios biológicos, el valor de ese caudal, de forma que se garantice la vida piscícola sin penalizar excesivamente la generación de energía.

3.4 Presión del agua o salto

3.4.1 Medida del salto bruto

El salto bruto es la distancia vertical H , entre los niveles de la lámina de agua, medidos en la toma de agua y en el canal de descarga. Para medir con exactitud esa distancia, se recomienda emplear un nivel y una mira de agrimensor, aunque hoy en día se puede medir con teodolitos electrónicos, que resultan de extrema precisión y gran facilidad de manejo. Para saltos importantes, mayores por ejemplo de 100 metros, se puede obtener un valor aceptable del salto bruto mediante un altímetro topográfico, cuidadosamente corregido en función de la temperatura y presión atmosférica, locales. Como la potencia del salto es proporcional a $H^{3/2}$, un error del 5% en la medida del salto resultará en un error del 7,6% en la potencia estimada de la central, de forma que, salvo para una primera estimación, se recomienda emplear siempre el nivel de agrimensor o los aparatos topográficos electrónicos.



3.4.2 Evaluación del salto neto

Conocido el valor del salto bruto, es necesario estimar las pérdidas por fricción y turbulencia, estudiadas con detalle en el capítulo 2. Para clarificar la situación vamos a estimar esas pérdidas en un caso teórico, pero bastante frecuente, como el representado en la figura 3.16.

Ejemplo 3.1

Calcular las pérdidas de carga en un aprovechamiento de las características de la figura 3.16. El caudal de diseño se ha fijado en 3 m³/seg. y el salto bruto es de 85 m. La tubería forzada tiene un diámetro de 1,10 m en el primer tramo y de 0,90 m en el segundo. Los codos tienen un radio igual a 4 veces el diámetro. A la entrada de la cámara de carga hay una reja con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal. Sus barras son pletinas de acero inoxidable, con bordes rectos, de 12 mm de espesor, separadas a 70 mm.

De acuerdo con la experiencia, la velocidad a la entrada de la reja debe estar entre 0,25 m/seg y 1,0 m/seg. La superficie de reja se calcula por la ecuación

$$S = \frac{1}{K_1} \left(\frac{t}{t+b} \right) \frac{Q}{v_0} \frac{1}{\operatorname{sen} \alpha}$$

en la que S es la superficie total en m², t el espesor de las barras, b su separación, Q el caudal y v_0 la velocidad de corriente a la entrada de la reja. K_1 es un coeficiente, que si se dispone de limpiarejas automático vale 0,80. Tomando $v_0 = 1$ m/seg, $S = 5,07$ m². Adoptamos por razones prácticas una reja de 6 m², a la que corresponde, con arreglo a la ecuación anterior una velocidad $v_0 = 0,85$ m/seg. La pérdida de carga en la reja se calcula por la ecuación de Kirschner (2.2.2.1)

$$h_r = 2,4 \left(\frac{12}{70} \right)^{3/4} \frac{0,8^2}{2 \times 9,81} = 0,007 \text{ m.}$$

Las pérdidas en el primer tramo de tubería, son función de la velocidad de corriente $v = 3,16 \text{ m/seg.}$

La entrada a la tubería forzada tiene un mal diseño y el coeficiente K_e es igual a 0,8 (ver figura 2.11)

La pérdida de carga por fricción en el primer tramo (18+90 m) se obtiene aplicando la ecuación de Manning (ecuación 2.15)

$$\cdot \frac{h_f}{108} = \frac{10,29 \times 0,012^2 \times 3^2}{1,1^{5,333}} = 0,008 \text{ m}$$

Para la pérdida de carga en el primer codo $K_b = 0,085$ (la mitad del de 90° página 27), el segundo $K_b = 0,12$ y el tercero $K_b = 0,14$.

La contracción que se supone diseñada con una sección de transición de 30°, da lugar a un coeficiente de pérdida $h_c = 0,02$ (para una relación de diámetros 0,8 y una corriente de 5 m/seg.)

La pérdida de carga por fricción en el segundo tramo se calcula como la del primero y la relación $h_f/65$ vale 0,0234 (para la velocidad de 4,72 m/seg correspondiente al segundo tramo)

El coeficiente de pérdida en la válvula de compuerta es $K_v = 0,15$

Las pérdidas por fricción serán pues $0,008 \times 108 + 0,0234 \times 65 = 2,385 \text{ m.}$

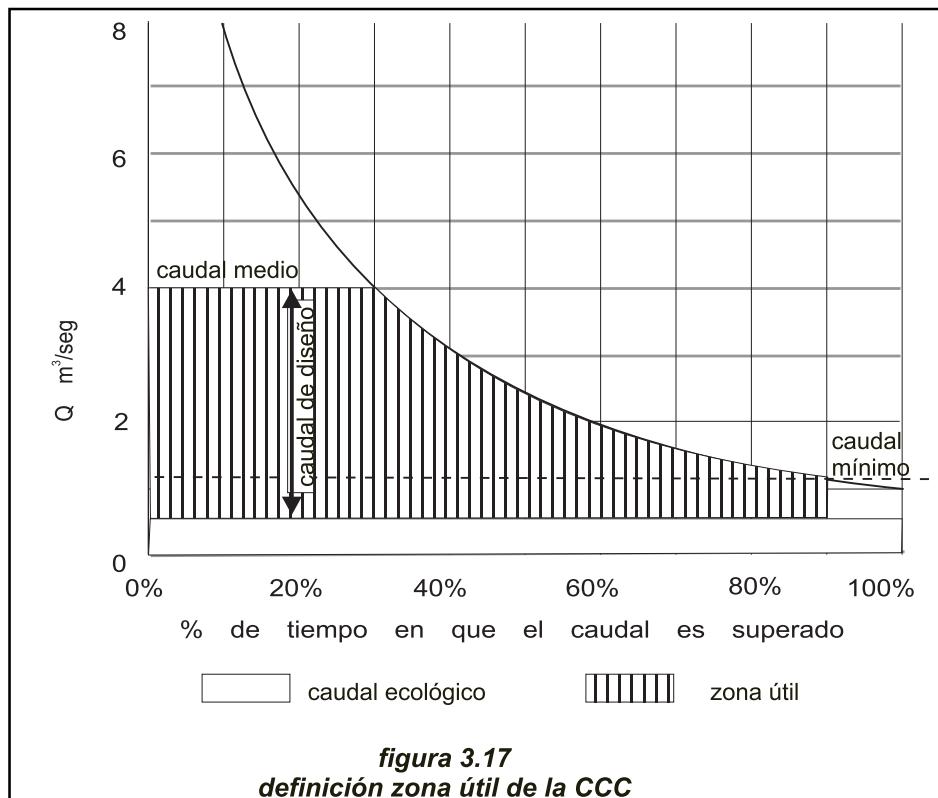
Calculemos las pérdidas por turbulencia:

En la rejilla	0,007 m
En la entrada a la tubería	0,406 m
En el primer codo : 0,085x0,508	0,0432 m
En el segundo codo: 0,12x1,135	0,1362 m
En el tercer codo: 0,14x1,135	0,1589 m
En la contracción gradual de 1,1 m a 0,9 m 0,02x1,135	0,0227 m
En el paso por la válvula 0,15x1,135	0,1702 m

Así se totalizan 2,385 m por fricción y 1,375 m por turbulencia, con lo que el salto neto será de 81,24 m. Esto supone una pérdida de potencia del 4,42% que se considera aceptable. Si se hubiese abocinado la entrada a la tubería, el coeficiente de pérdidas bajaría de 0,8 a 0,004, con lo que las pérdidas a la entrada disminuirían en cerca de 39 cm.

3.5 Potencia instalada y energía generada

La curva de caudales clasificados permite escoger el caudal de diseño más eficiente, y a partir de este, del valor del caudal ecológico (definido por decisión administrativa), y del caudal mínimo técnico de cada una de las turbinas utilizables, evaluar la potencia de la planta y la producción anual esperada en año hidráulico medio.



La figura 3.17 ilustra la CCC correspondiente al aprovechamiento que queremos evaluar. Por regla general se toma como caudal de diseño (utilizado para definir el tipo y tamaño de la turbina) el valor del caudal medio disminuido en el valor del caudal ecológico. En la práctica es necesario trabajar además con otras hipótesis para tratar de mejorar los resultados esperados. Definido el caudal de diseño (en este caso $Q_m - Q_{res}$) y conocido el salto neto, se situará el punto de confluencia caudal de diseño/salto sobre un gráfico de envolventes operacionales de turbinas (figura 3.18). Todas aquellas turbinas cuyas envolventes acojan al punto en cuestión serán seleccionables, aunque se pondrán en duda aquellas en las que el punto está muy cerca del borde. Hay que calcular la potencia y la capacidad de generación para cada uno de los tipos de turbina utilizables. Para cada tipo de turbina, se conoce su caudal mínimo técnico (por debajo del cual la turbina no puede funcionar eficientemente) y su rendimiento en función del caudal (en por ciento del de diseño).

Para calcular la potencia de cada una de las turbinas seleccionadas la energía que generan anualmente (en año medio) hay que seguir los siguientes pasos:

1. Delimitar la gama de caudales entre el caudal medio (Q_{medio}), considerado como el caudal nominal provisional, y el caudal ecológico ($Q_{ecológico}$) exigido para mantener unas condiciones ambientales aceptables en el tramo de río cortocircuitado.
2. Calcular el caudal de equipamiento, o caudal de diseño ($Q_{diseño}$) que vendrá dado por la ecuación: $Q_{diseño} = (Q_{medio}) - (Q_{ecológico})$

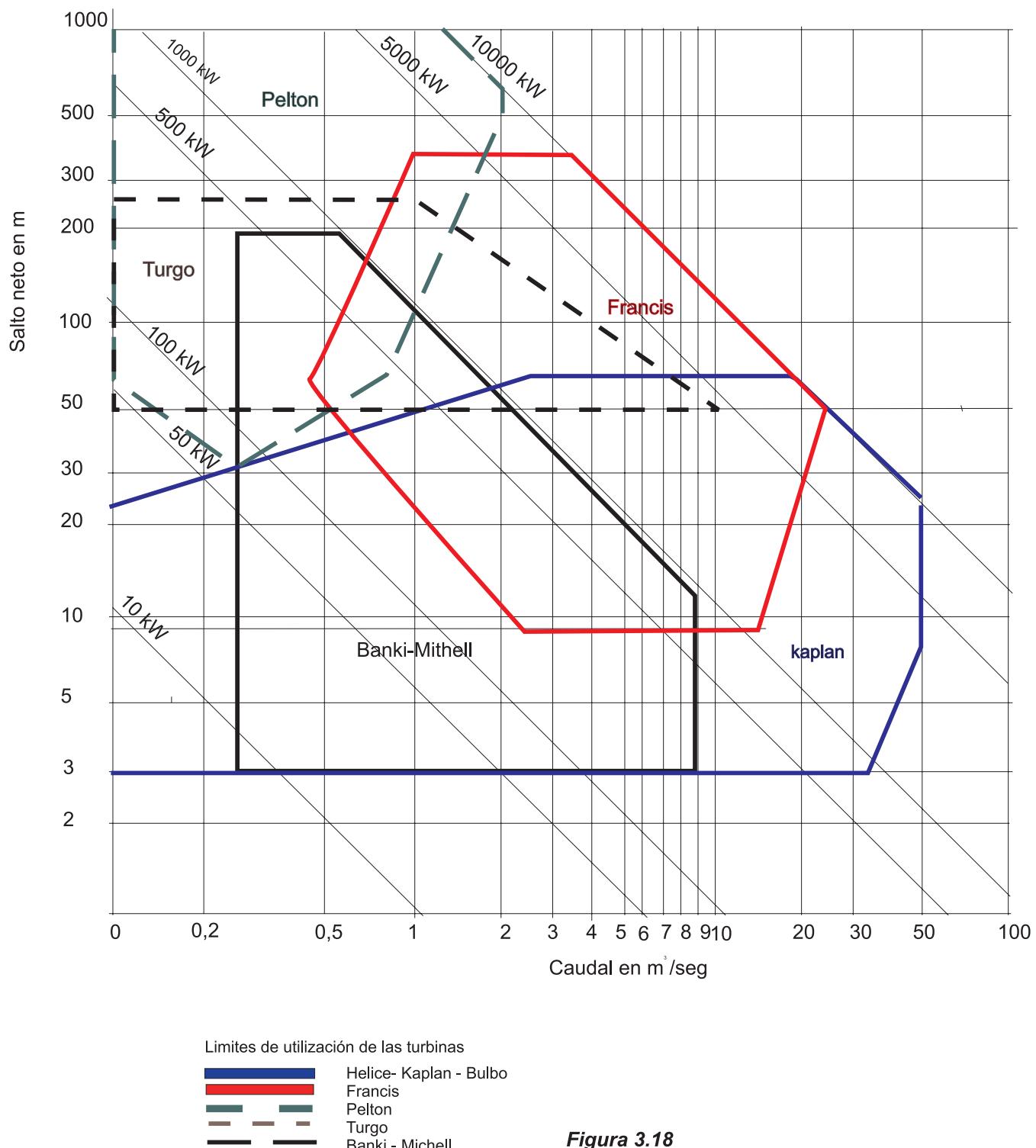


Figura 3.18

3. Medir el salto bruto (H) y calcular el salto neto de acuerdo con 3.5.2.
4. Utilizando la figura 3.18, identificar los tipos de turbina adecuados al salto (H) y al caudal de diseño previamente estimado, y determinar sus rendimientos a partir de las curvas caudal-rendimiento para cada uno de los tipos de turbina seleccionados, así como sus caudales mínimos técnicos. La Figura 3.19 muestra la curva rendimiento-caudal de la turbina Francis con cámara espiral, y en la Tabla 3.1 se indican los caudales mínimos técnicos de las turbinas más utilizadas.
5. Calcular la parte útil de la curva de caudales clasificados, utilizando Q_{medio} , $Q_{\text{ecológico}}$ y Q_{min} , tal y como se muestra en la figura 3.17.
6. Calcular la producción anual de energía y la potencia de la central, a partir del área de la curva de caudales clasificados utilizable y teniendo en cuenta la curva caudal-rendimiento, el salto neto y la constante de gravedad

La energía bruta media (E en kWh) viene dada por la ecuación:

$$E = f_n (Q_{\text{diseño}}, H, h, \eta_{\text{turbina}}, \eta_{\text{multiplicador}}, \eta_{\text{generador}}, \eta_{\text{transformador}})$$

donde:

$Q_{\text{diseño}}$ = caudal (en m^3s^{-1})

H = salto neto (en m)

η_{turbina} = rendimiento de la turbina, función de Q_{medio}

$\eta_{\text{multip.}}$ = rendimiento del multiplicador, constante para un tipo de turbina

$\eta_{\text{gener.}}$ = rendimiento del generador, constante para un tipo de turbina

$\eta_{\text{transf.}}$ = rendimiento del transformador, constante para un tipo de turbina

h = número de horas en un año

Para calcular la energía generada por cada turbina, se comienza por eliminar la banda correspondiente al caudal ecológico (que no pasa por las turbinas) y se divide el área utilizable de la CCC, a partir del origen (tiempo = 0), en bandas verticales de una anchura igual al 5%. La última banda intersecará la CCC en Q_{minim} . Se calcula el caudal medio de cada banda, y con ese valor se identifica, en la curva rendimiento-caudal de la turbina escogida, el correspondiente η_{turbina} . La contribución energética (E) de cada banda se calcula por la fórmula

$$E = W Q_{\text{medio}} H \eta_{\text{turbina}} \eta_{\text{multiplicador}} \eta_{\text{generador}} \eta_{\text{transformador}} g h$$

donde:

W = anchura de la banda (= 0,05 para todas las bandas menos la última que estará entre 0,05 y 0,005)

h = número de horas en un año

g = peso específico del agua (9,81 kNm^{-3})

La energía bruta será igual a la suma de las contribuciones de energía de cada banda.

El Atlas Europeo de Recursos Minihidráulicos incorpora un módulo para calcular la potencia y la energía siguiendo exactamente este método de cálculo y elabora un informe impreso en el que figura, para cada turbina utilizable, su potencias, bruta y nominal, y la energía bruta y útil generadas en año medio. Todo ello de forma automática y en tiempo real.

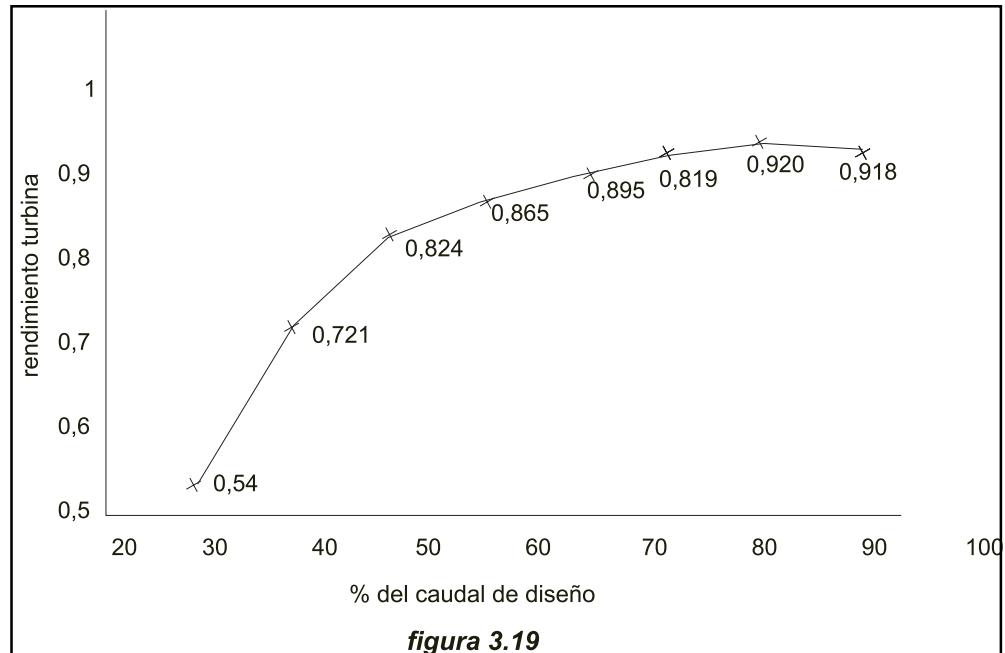


Tabla 3.1 Caudal mínimo técnico de las turbinas

Tipo de turbina	$Q_{\min} (\% Q_{\text{nominal}})$
Francis de cámara espiral	30
Francis de cámara abierta	30
Semi Kaplan	30
Kaplan	15
Flujo cruzado	15
Pelton	10
Turgo	10
Hélice	65

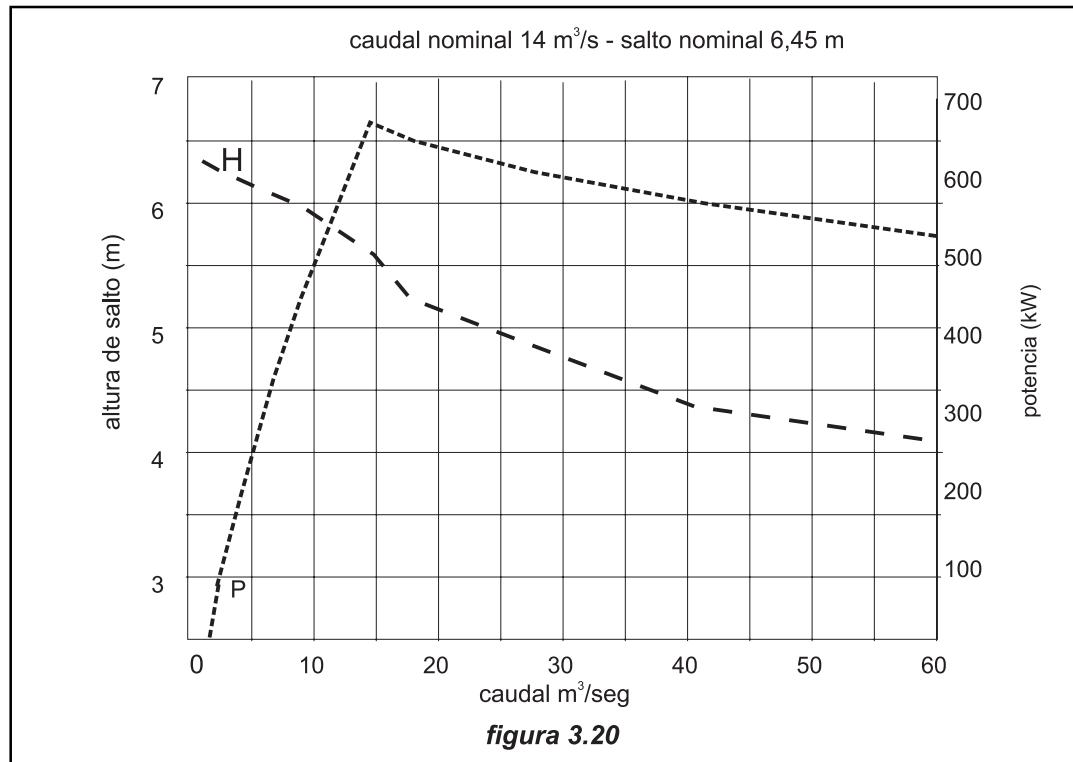
3.5.1 Influencia de la variación de la altura del salto sobre la potencia

En los aprovechamientos de media y gran altura de salto podemos admitir que este, diferencia entre los niveles de la lámina de agua, en la cámara de carga y en el canal de descarga, es constante, porque la variación de dichos niveles es pequeña en relación con el salto. En los saltos de baja altura, esas variaciones, por el contrario, tienen mucha importancia. En estos aprovechamientos se necesita determinar ambos niveles en función del caudal.

Una turbina, trabajando con un caudal Q mayor que el de diseño, bajo una altura de salto H_1 menor que la de diseño, solo admitirá un caudal Q_1 :

$$Q_1 = Q_d \sqrt{\frac{H_1}{H_d}} \quad (3.7)$$

En la toma de agua la altura de lámina se mide sobre la cresta del aliviadero, lo que permite obtener simultáneamente el caudal de vertido mediante la ecuación:



$$Q = C L H^{3/2}$$

en donde:

Q = caudal que pasa sobre el aliviadero (m³/seg)

C = coeficiente de aliviadero

L = longitud de cresta del aliviadero (m)

H = altura de la lámina sobre la cresta del aliviadero (m)

El coeficiente C es el resultado de estudios experimentales sobre modelos reducidos y se puede encontrar en los libros especializados. A este caudal hay que añadir el caudal, conocido, que pasa por las turbinas.

La elaboración de una curva de correlación entre la altura de la lámina de agua en el canal de descarga y el caudal que pasa por la central es una tarea difícil. Lo más seguro es utilizar los datos obtenidos durante la marcha de la central (aunque ello solo se puede hacer a posteriori) pero se puede obtener una aproximación aceptable utilizando el método HEC2, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corp of Engineers, in Davis, California. El programa HEC2 ha pasado a ser de dominio público y se puede descargar desde INTERNET.

La altura de la lámina de agua también se puede calcular, aunque de forma más inexacta, utilizando la ecuación de Manning (ver 3.3.4). La dificultad estriba en escoger el "n" de Manning y encontrar un tramo de río suficientemente uniforme.

La figura 3.20 muestra la correlación entre caudal y salto, en un determinado aprovechamiento, y la potencia de la turbina calculada en función del caudal y el salto, que como se ve alcanza un máximo para el caudal nominal.

3.5.2 Cálculo en este caso de la producción anual a partir de la CCC.

Conocido el salto y estimado el rendimiento global la producción anual se calcula en una hoja electrónica mediante un modelo como el que se adjunta. El caudal que pasa en cada momento por la turbina, será el caudal del río, disminuido en el valor del caudal ecológico. Si resultase superior al de diseño, el salto probablemente sería inferior a la altura de salto de diseño, y la turbina solo dejaría pasar el caudal dado por la fórmula

$$Q_1 = Q_d \sqrt{H_1/H_d}$$

en el que el sufijo "i" indica los parámetros correspondientes al punto i de la curva y el "d" a los parámetros de diseño.

La tabla 3.2 utiliza los datos de la curva de caudales clasificados de un aprovechamiento real y en ella que figura el caudal del río disminuido en el valor del caudal ecológico, la altura de salto calculada como diferencia de las curvas de altura de lámina de agua en la cámara de carga y en el canal de descarga, el caudal que pasa por la turbina, el rendimiento global en %, la potencia $P = 0,0981 \text{ QH}$ en kW, y la energía en cada tramo, resultado de multiplicar ΔT (diferencia entre los dos valores consecutivos de excedencia dividido por 100), por la media de las potencias correspondientes y por 8.230 horas útiles (supuesta una indisponibilidad del 5%).

El procedimiento no difiere conceptualmente del empleado por el Atlas Europeo, expuesto en el apartado 3.6, pero permite estimar el caudal que pasa por la turbina en función del caudal natural del río y de la altura del salto real.

Tabla 3.2 Cálculo de la producción anual de energía a partir de la curva de caudales clasificados

3.5.3 Almacenamiento diario para turbinar en horas punta.

Dada la diferencia de precios entre la energía entregada a lo largo del día, y la energía comprometida en horas punta, se comprende el interés en almacenar el agua necesaria para poder turbinar solamente en horas punta, reservando el resto del día para volver a llenar el depósito de almacenamiento. Afortunadamente los nuevos materiales geotextiles, láminas PEAD por ejemplo, permiten construir estos depósitos a un costo relativamente bajo y garantizar su impermeabilidad, una vez dominada la técnica constructiva. El objeto del depósito es disponer del mayor caudal posible para generar en horas punta. Si consideramos que

Q_R	= caudal del río (m ³ /seg)
Q_D	= caudal de diseño (m ³ /seg)
Q_P	= caudal a turbinar en horas puntuas (m ³ /seg)
Q_{OP}	= caudal a turbinar en horas llanas y valle (m ³ /seg)
t_P	= horas de punta diarias
t_{OP}	= 24 - t_P : horas llanas y valle
V_R	= volumen del depósito regulador (m ³)
Q_{ecol}	= caudal ecológico (m ³ /seg)
Q_{min}	= caudal mínimo técnico de las turbinas (m ³ /seg)
H	= altura de salto en m

se plantean los siguientes casos:

1. Calcular el volumen del depósito para poder turbinar las horas punta:

$$V_R = 3.600t_P(Q_P - Q_R + Q_{ecol})$$

2. Para que el depósito se llene en horas fuera de punta, Q_P viene limitado:

$$t_P(Q_P - Q_R) < t_{OP}(Q_R - Q_{ecol})$$

$$Q_P = \frac{t_{OP}}{t_P}(Q_R - Q_{ecol}) + Q_R$$

3. El caudal a turbinar fuera de horas punta vendrá dado por

$$t_P(Q_P - Q_R + Q_{ecol}) < t_{OP}(Q_R - Q_{ecol})$$

$$Q_P = \frac{t_{OP}}{t_P}(Q_R - Q_{ecol}) + Q_R - Q_{ecol}$$

3.5.4 Caso de central con varias turbinas

A veces es conveniente utilizar varias turbinas en una misma central. Se trata, en general, de utilizar cada turbina en la horquilla de caudales más favorable. Empleando turbinas Francis - probablemente la turbina más extendida en pequeños aprovechamientos - es difícil trabajar con caudales inferiores al 50% del de diseño (aunque con las turbinas modernas esto no se puede afirmar de forma tan rotunda). Por eso era frecuente utilizar dos turbinas, con potencias iguales a 2/3 y 1/3 del total. De esta forma cuando el caudal descendía por debajo del 50% del caudal de diseño de la

primera turbina (su caudal mínimo técnico), se procedía a pararla y se hacía trabajar a la segunda para la que este caudal era justamente el de diseño, con lo que se aprovechaba la horquilla de caudales entre el 100% y el 25% del de diseño.

3.5.5 Energía firme

En general un aprovechamiento de agua fluyente no puede garantizar una energía firme. En cambio, el conjunto de pequeños aprovechamientos, dentro de un país, situados en cuencas diferentes, si da lugar a una energía firme, porque las estaciones de bajo caudal no coinciden en el espacio y la ley de los grandes números tiende a alisar las curvas de producción instantánea.

En aquellos aprovechamientos destinados a abastecer una pequeña red, eléctricamente aislada, habrá que escoger un caudal de diseño con un valor que sea excedido al menos el 90% del tiempo. Pero ni aun en ese caso se puede garantizar el suministro, porque la curva de caudales clasificados da unos valores medios, que en determinadas épocas no llegan a alcanzarse.

Sin embargo, algunas compañías eléctricas iberoamericanas pagan un precio sensiblemente más alto por la energía firme, considerando como tal la que puede garantizarse (en año hidráulico medio) el 97% del año. En el caso del aprovechamiento, desde este punto de vista excepcional, cuya producción acabamos de calcular, podría establecerse como energía firme la generada por el caudal disponible con una excedencia del 97% - 30,14 m³/seg - lo que representaría una energía de

$$(0,97 \times 8.322 \times 2891 + 0,03 \times 8.322 \times (2.891+2523)/2)/1.000 = 24.012 \text{ GWh}$$

un 77% de la energía generada por el aprovechamiento, en el primer caso. Se necesitaría un estudio económico de ambas soluciones, ya que en el segundo caso toda la energía es firme y solo se necesita para su generación una turbina de 2.700 kW de potencia, contra la de 5.200 kW del primer caso. La obra civil será indudablemente más barata en el segundo caso ya que los conductos hidráulicos serán más pequeños.

Bibliografía

1. José Llamas, "Hidrología General. Principios y Aplicaciones". Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, 1933.
2. ISO 1100-1:1996 Measurement of liquid flow in open channels - Part 1: Establishment and operation of a gauging station
3. ISO/DIS 1100-2 Measurement of liquid flow in open channels -- Part 2: Determination of the stage-discharge relation (Revision of ISO 1100-2:1982)
4. ISO 2537:1988 Liquid flow measurement in open channels -- Rotating element current-meters
5. ISO 955-1:1994 Measurement of liquid flow in open channels -- Tracer dilution methods for the measurement of steady flow - Part 1:General
- 6 ISO 3846:1989 Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes - Rectangular broad-crested weirs.
- 7 ISO 3847:1977: Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes - End-depth method for estimation of flow in rectangular channels with a free overfall
- 8 ISO 4359-1983 Liquid flow measurement in open channels: Rectangular, trapezoidal and U-shaped flumes
- 9 ISO 4360:1984 Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes -- Triangular profile weirs
- 10 ISO 4362:1992 Measurement of liquid flow in open channels -- Trapezoidal profil

4. Técnicas utilizadas para evaluar el terreno

4.0 Generalidades

Para generar electricidad en una pequeña central hidráulica se necesita un caudal y un salto. El emplazamiento exige disponer de estos dos requisitos.

Como se demuestra en el capítulo 3, hoy es posible conocer, con suficiente aproximación, cual es el régimen de caudales previsibles en año hidráulico medio, y como con un sencillo trabajo de campo se puede estimar con precisión el salto bruto disponible. El Atlas Europeo de Pequeños Recursos Hidráulicos, permitirá estimar en un futuro cercano, el potencial energético y la capacidad de generación de energía eléctrica, en cualquier punto del sistema hídrico de la Comunidad Europea (de momento es ya posible hacerlo en el Reino Unido y en España). En el capítulo 2 se explican los fundamentos de la ingeniería hidráulica, que permiten conocer, a partir del salto bruto, y en función de la opción tecnológica seleccionada, el valor del salto neto. Régimen de caudales previsibles, salto bruto y neto, capacidad instalada y producción anual neta, pueden ser, por lo tanto, conocidos de antemano.

La elección de la solución tecnológica óptima llega como resultado de un largo proceso iterativo en el que continuamente hay que ir comparando costos y beneficios. Esa opción vendrá condicionada en buena medida por la topografía del terreno. Por otra parte, la sensibilidad ambiental de la zona determinará la importancia del impacto y el costo de las medidas correctoras, cuya influencia en el presupuesto está lejos de ser despreciable. En consecuencia resulta necesario conocer a fondo el terreno en que se va a ubicar el aprovechamiento.

El estudio previo del terreno podrá llevarse a cabo a partir de la cartografía existente, que afortunadamente está disponible a una escala cada vez más pequeña. Por otra parte la fotografía aérea suministrará suficientes datos para llevar a buen término un primer estudio geomorfológico que, como se detalla en 4.3, habrá de ser completado por un minucioso trabajo de campo sobre el que fundamentar ese proyecto de aprovechamiento, con el que llevar a cabo el estudio definitivo de viabilidad

4.1 Cartografía

En los países industrializados se encuentran, sin problemas, mapas a la escala conveniente. En Europa se está procediendo a digitalizar el territorio con una cartografía a escala 1:5.000. En los países en vías de desarrollo, por el contrario, habrá que utilizar mapas geográficos y geológicos a menor escala (1:25.000 si se tiene mucha suerte). En proyectos que afectan a superficies por encima de los 100 km², se recurre a la ortofotografía digital a partir de foto-diapositivas aéreas o de imágenes procedentes de satélites. Cuando se necesita una mayor precisión las fotos digitalizadas se geocorrijen (utilizando puntos de control en el terreno) y se ortorectifican. Existen multitud de programas informáticos, y compañías especializadas, que realizan rutinariamente este trabajo. Aunque sea preferible realizar expresamente el trabajo de fotogrametría aérea, siempre será posible encontrar en las agencias gubernamentales encargadas de la ordenación del territorio, fotografías aéreas, a una escala entre 1:5.000 y 1:50.000.

Hoy en día las fotografías ortorectificadas, que unen la precisión del mapa al detalle de la fotografía, permiten, casi sin salir de la oficina, situar la toma de agua, trazar el canal de derivación y la tubería forzada y ubicar la casa de máquinas con la precisión que exige un estudio de viabilidad. En esta fase se puede preparar la petición de ofertas y llevar a cabo los estudios geomorfológicos que ayudarán a identificar potenciales condiciones adversas del terreno, antes de proceder a los estudios detallados en campo.

4.2 Estudios geotécnicos

En el pasado se ha subestimado la necesidad de proceder a un estudio geotécnico detallado del terreno. Las consecuencias han sido, en muchos casos funestas, y han llevado a los promotores a la ruina.

En muchos países se puede disponer de mapas geológicos con cortes del terreno, que sirven para evaluar, en una primera aproximación, la seguridad de las cimentaciones, la estabilidad de las laderas y la permeabilidad del terreno. No obstante hay ocasiones en que esa información deberá completarse con sondeos y extracción de testigos.

En definitiva el éxito o fracaso de un aprovechamiento, depende en muchos casos del comportamiento de las estructuras, con frecuencia asentadas sobre terrenos poco estables. El catálogo de fracasos, sobre todo en el trazado de canales, es tan extenso que el promotor deberá poner con frecuencia en la balanza la necesidad de realizar un estudio geomorfológico en profundidad, a un costo generalmente elevado, contra el peligro de un retraso considerable en la puesta en marcha del aprovechamiento, y la necesidad de modificar el proyecto inicial, solución siempre costosa, como se verá en el capítulo 5.

El problema es especialmente agudo en los aprovechamientos de montaña, en donde los procesos de meteorización provocan fenómenos de desintegración y descomposición de las rocas superficiales. En estas áreas, la ubicación de cada una de las estructuras que componen el aprovechamiento vendrá afectada por distintas y diversas circunstancias geomorfológicas.

Así, la toma de agua y el embalse correspondiente, se verán afectados por las inestabilidades naturales de las formaciones superficiales que puedan existir en su zona de influencia y, que a su vez, afectarán a la natural estabilidad de estas formaciones. En particular, en la zona de construcción de la presa se pueden plantear problemas de cimentación sobre formaciones no consolidadas y las fluctuaciones del embalse podrán originar inestabilidades en las laderas mojadas por las aguas.

A lo largo del canal de derivación se habrán de atravesar, con toda seguridad, formaciones superficiales de la más diversa naturaleza caracterizadas, en general, por su fuerte pendiente, circunstancia que favorece su potencial inestabilidad. Desde formaciones superficiales de naturaleza coluvial, hasta tramos en los que la estructura se instala sobre el macizo rocoso sano, pasando por deslizamientos rotacionales estabilizados o por formaciones producto de fenómenos de solifluxión de mayor o menor antigüedad, el canal en sus tramos a media ladera deberá

adaptarse a cada una de las eventualidades con que se pueda encontrar, habida cuenta de que, al final de la construcción, estará integrado por enterramiento o recubrimiento, en las formaciones superficiales que atraviese.

Los tramos en túnel, a veces necesarios para evitar zonas de difícil o imposible construcción a cielo abierto, se podrán encontrar con la dificultad añadida de atravesar formaciones como grandes coluviones o glaciares rocosos que, muy probablemente, no se encuentren en absoluto estabilizados, habida cuenta de la gran pendiente existente en las laderas situadas en los valles altos y de la constante alimentación de estas formaciones con la caída de material rocoso, producto de la degradación por el hielo y la nieve de las cumbres que las circundan.

Al final del canal, la cámara de carga que actúa como solución de continuidad entre el canal y la tubería forzada cuyo trazado de gran pendiente planteará nuevos problemas de anclaje en el substrato rocoso y en algunos casos, problemas de impacto visual, a veces de difícil solución.

En el fondo del valle, la casa de máquinas se ubicará habitualmente sobre una antigua terraza fluvial, con los consiguientes problemas de cimentación en depósitos no consolidados, aspecto de dispar resolución geológica y geotécnica.

4.2.1 Técnicas de estudio. Generalidades

Dentro de las Ciencias Geológicas, las técnicas de estudio tradicionales en Geomorfología protagonizan los estudios a realizar para la solución de los problemas constructivos que podrán afectar al aprovechamiento hidroeléctrico.

A. Fotogeología.

Las fotografías a escala 1:25.000, permiten un primer acercamiento al entorno general de la zona afectada y, a partir de este primer análisis, fotografías más detalladas a escala 1:10.000 e incluso 1:5.000, permitirán la confirmación de eventuales estructuras geomorfológicas que afecten a zonas determinadas de más difícil control.

B. Cartografía geomorfológica. Campaña de campo.

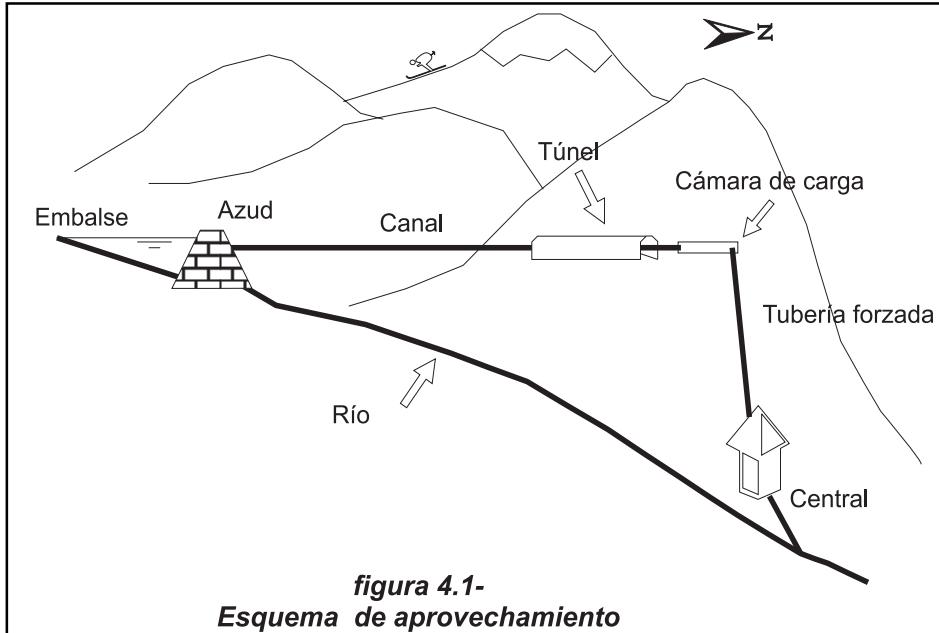
Las interpretaciones fotogeológicas, con el consiguiente apoyo de campo, se plasmarán en el Mapa Geomorfológico correspondiente, en el que habrá que reflejar y clasificar, con la mayor simplicidad posible en cuanto a simbología, las formaciones superficiales que afecten al trazado de la obra. Mapas topográficos a escala entre 1:10.000 y 1:5.000, serán las bases donde se instale la información adquirida.

C. Análisis de laboratorio.

Como auxiliar para la clasificación de las formaciones superficiales, ensayos de laboratorio tan tradicionales como los de clasificación de suelos, incluidas granulometrías, límites de Atterberg y mineralógicos, -análisis petrográficos, químicos y de difracción por rayos X de las fracciones arcillosas - permiten definir las características de las formaciones superficiales afectadas y facilitar su clasificación.

D. Estudios geofísicos.

Las características de las formaciones superficiales en cuanto a su espesor, cohesión, circulación interna de agua, determinación de la situación en profundidad



de las superficies de deslizamiento ect., pueden ser perfectamente conocidas a través de una investigación geofísica, ya sea eléctrica o sísmica de refracción. Así mismo, la apreciación volumétrica de las formaciones potencialmente inestables podrá ser controlada mediante esta técnica de prospección indirecta.

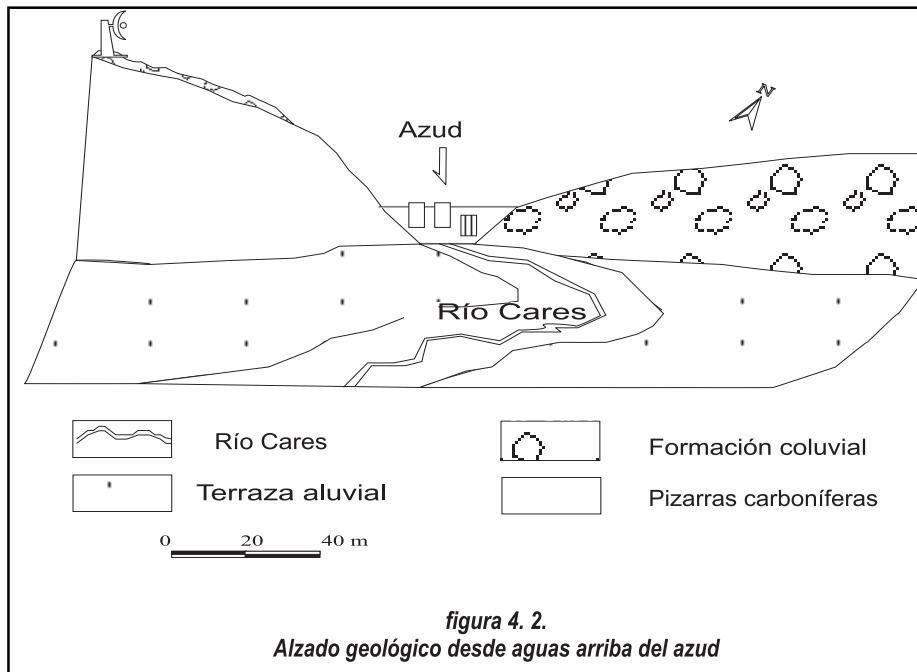
E. Análisis geológico estructural.

El análisis estructural, sin ser propiamente una técnica geomorfológica, es de indudable interés en la zona de ubicación de la captación y en los casos en los que la conducción atraviesa macizos rocosos. La estabilidad de los taludes rocosos y los posibles problemas de filtraciones a través de las discontinuidades que los puedan afectar en las zonas que constituyan la cimentación de las estructuras hidráulicas, serán algunos de los problemas a resolver. En los tramos en los que el trazado de la conducción hidráulica discurre por túneles en macizos rocosos, la necesidad de un análisis geológico estructural es obvia.

F. Investigaciones directas. Sondeos y ensayos.

Dadas las características de las estructuras hidráulicas, que afectan principalmente a las formaciones geológicas superficiales, las técnicas de investigación directa no son de uso habitual en estos proyectos. No obstante, cuando para derivar el agua se necesita construir una presa o un azud, cimentados sobre formaciones geológicas no consolidadas, la realización de una campaña de sondeos de reconocimiento, con ensayos «in situ» y en laboratorio, para conocer las características geológicas, hidrológicas y geotécnicas de la zona de cerrada del embalse, es de obligado cumplimiento. He aquí algunas de esas técnicas:

- * Ensayos de permeabilidad en sondeo, tipo Lugeon o Low Pressure Test, con el fin de determinar las características de la circulación de agua en el macizo rocoso de cimentación
- * Testificación detallada y selección de muestras para la realización en laboratorio de ensayos de resistencia a la compresión, con el fin de determinar el módulo de deformación elástica de la roca de cimentación.



- * Como complemento de las investigaciones anteriores y como investigación indirecta, puede ser necesaria la realización de investigaciones geofísicas de tipo sísmica de refracción estructural, con el fin de determinar los módulos de deformación dinámica del macizo rocoso en profundidad.

4.2.2 Técnicas de estudio. Un caso práctico.

Para comprender mejor el alcance de los estudios descritos más arriba se ha considerado interesante describir las técnicas utilizadas en el aprovechamiento de Cordiñanes, situado en una zona de alta montaña, en el macizo central de Picos de Europa (León, España). El aprovechamiento presenta un esquema típico de aprovechamiento de montaña (fig. 4.1) con:

- * Una presa de gravedad de 11,5 m de altura sobre cimientos
- * Un embalse de 60.000 m³
- * Un tramo de canal de derivación de 2.475 m, de los que 775 m son en túnel
- * Una cámara de carga.
- * Una tubería forzada de 1.40 m de diámetro, 650 m de longitud y 190 m de desnivel
- * Una casa de máquinas.

4.2.2.1 El azud o presa de derivación

Las características geológicas de la zona de cimentación del azud o presa de derivación en su caso, pueden llegar a condicionar desde los procedimientos de construcción hasta la propia tipología de la estructura. El estudio geológico es siempre necesario, haciéndose obligatorio cuando la estructura tenga la calificación de «presa de embalse».

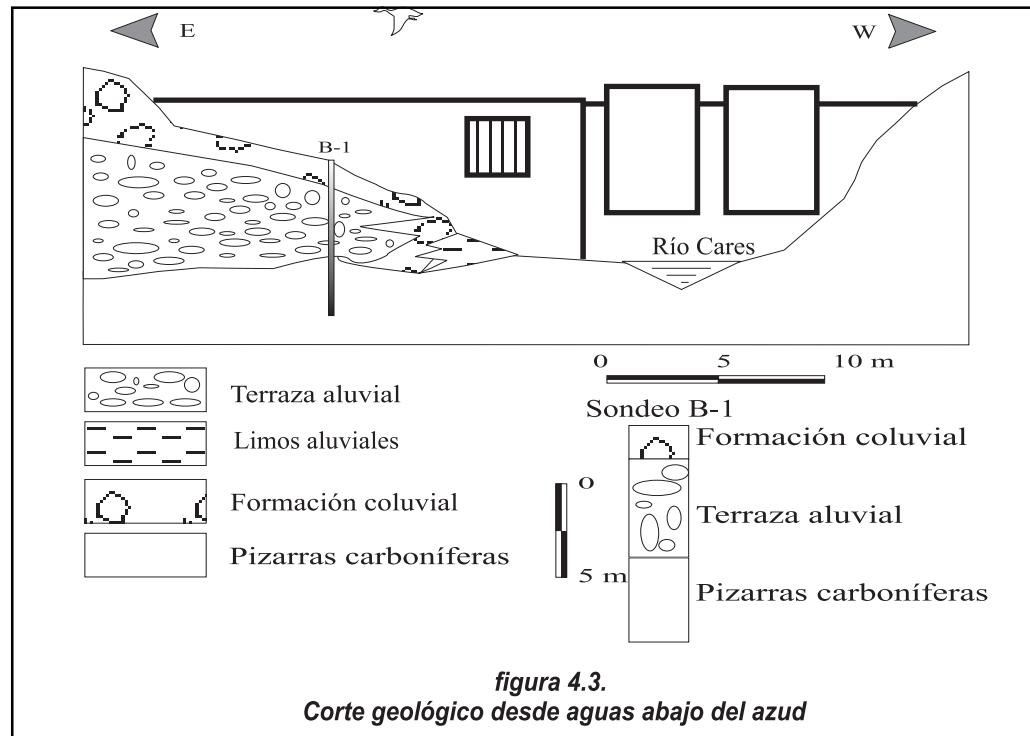


figura 4.3.
Corte geológico desde aguas abajo del azud

En la Fig. 4.2, se representa el estrechamiento que sirve de «cerrada de embalse» para el azud. La diferente morfología de cada una de las laderas está, en este caso, íntimamente relacionada con la naturaleza geológica de cada una de ellas y así, mientras la margen izquierda presenta una mayor pendiente asociada

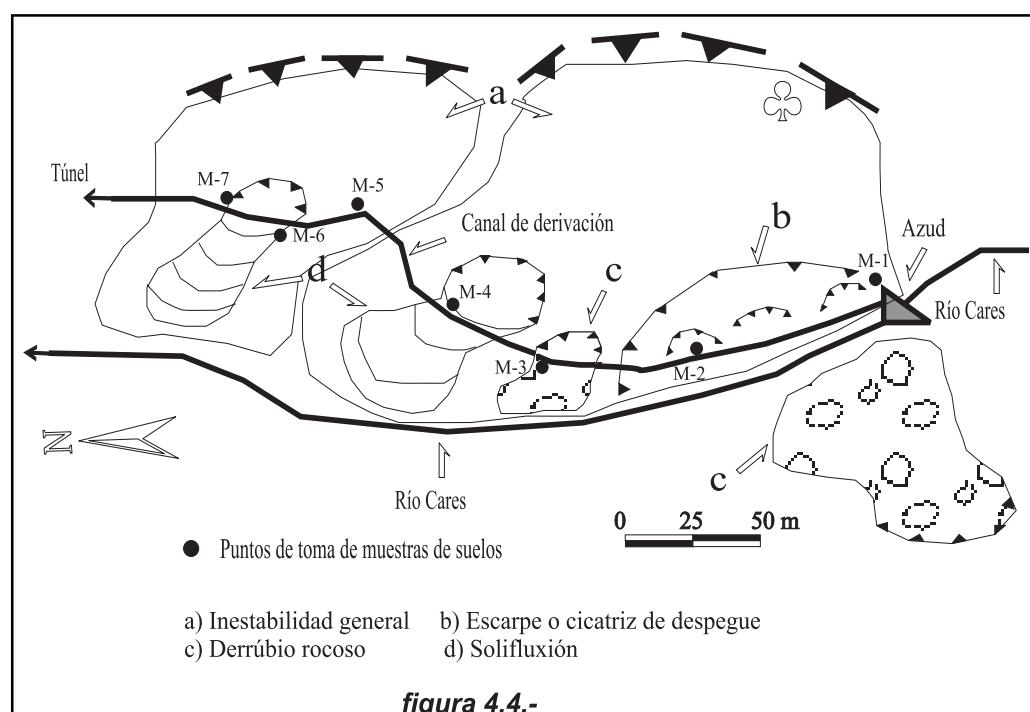


figura 4.4.-

foto 4.1

a la existencia como substrato de una formación de pizarras en disposición subvertical buzando hacia aguas arriba, la margen derecha presenta una menor pendiente asociada a la naturaleza coluvial del substrato que la conforma.

En la Fig.4.3 se muestra como la excavación de la margen derecha puso de manifiesto la complejidad geológica de la formación coluvial, cuaternaria, que constituye el substrato de cimentación. En este caso fue necesario efectuar sondeos. El B-1 puso de manifiesto la existencia de niveles de terraza aluvial bajo el coluvión. Las diferentes características geológicas y geotécnicas de cada nivel será determinante del diferente comportamiento y tratamiento frente a la solicitud requerida, la cimentación del azud.

4.2.2.2 El canal de derivación a cielo abierto.

Como se ha comentado anteriormente, en zonas de alta montaña las formaciones superficiales están sometidas con especial énfasis a procesos de alteración o meteorización. La variedad de estos procesos da lugar a la consiguiente variedad de formas y estructuras que afectan principalmente a los suelos desarrollados sobre ellas. La experiencia demuestra lo difícil que resulta eliminar todo peligro de filtraciones en un canal de derivación, pese a que la aplicación adecuada de los geotextiles abre un abanico nuevo de posibilidades. Los estudios geomorfológicos y geotécnicos son de especial relevancia en estos casos.

En la Fig. 4.4 se representan en esquema geomorfológico las principales formaciones superficiales potencialmente inestables que afectan al trazado del canal a cielo abierto en el Salto de Cordiñanes. Las fotos 4.1 y 4.2, muestran el aspecto general de la ladera derecha y las inestabilidades locales producidas durante la excavación y un detalle de una de estas inestabilidades. La foto 4.3 muestra el aspecto de uno de los escarpes o cicatriz de despegue de los existentes en la ladera previamente a la obra.



foto 4.2

La cimentación de un canal de este tipo habrá de responder a dos características:

- * Debe ser estable: el canal es una estructura rígida que no admite deformaciones.
- * Debe ser permeable: el canal no admite empujes ni subpresiones que puedan generar presiones intersticiales en el substrato de apoyo.

A partir de estas dos premisas, los estudios geológicos se dirigirán a evitar los asientos del canal y al establecimiento de los sistemas de drenaje.



foto 4.3

**foto 4.4**

- * Los estudios geomorfológicos permitirán la clasificación tipológica de las diferentes formaciones.
- * Los estudios de clasificación de suelos permitirán, así mismo, la clasificación geotécnica de estas formaciones.
- * En su caso, los estudios mineralógicos permitirán el conocimiento de la composición del terreno, sobre todo cuando se trate de suelos arcillosos.

Finalmente, con los resultados obtenidos, se podrá diseñar el tratamiento del terreno que garantice la estabilidad y el sistema de drenaje, necesario a su vez para el control de filtraciones, empujes y subpresiones.

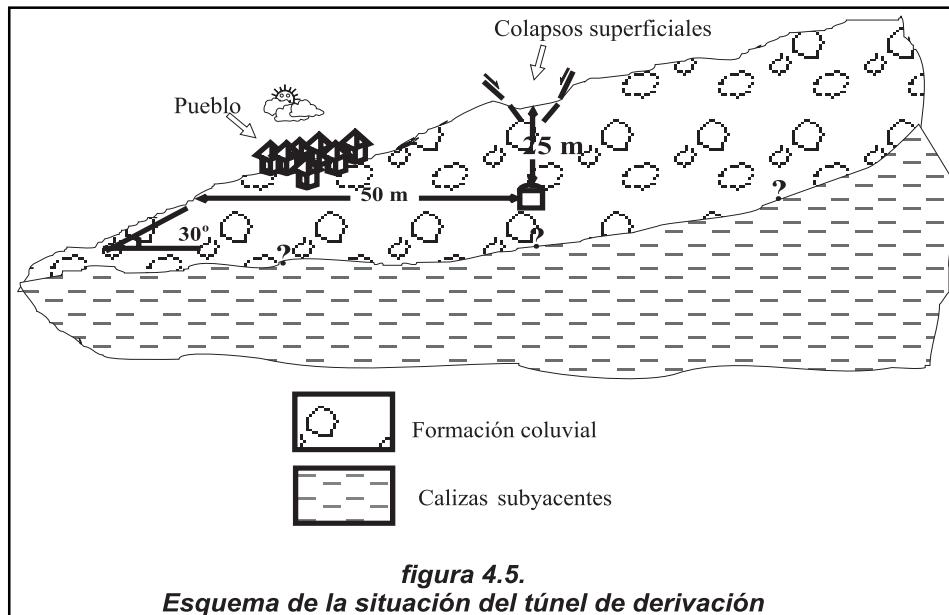
4.2.2.3 El canal de derivación en túnel.

La construcción de un túnel que ha de servir de sustento a un canal hidráulico, debe adaptarse a dos características:

- * La excavación estará condicionada, como es obvio, a las propias características de la formación geológica a atravesar, ya sea macizo rocoso o formación superficial.
- * La construcción o acondicionamiento del túnel como canal hidráulico, estará supeditada a conseguir la estabilidad y estanqueidad de la estructura.

Consecuentemente, la formación geológica en la que se ubica el túnel deberá ser bien conocida y tratada con la finalidad de que las propiedades de estabilidad y estanqueidad sean aseguradas.

La foto 4.4 refleja el aspecto general del derrubio de Cordiñanes bajo el que discurre el canal de derivación a partir del punto indicado por «Túnel» en la Fig. 4.4. En la cabecera del derrubio se puede ver el canal de derrubios principal que alimenta actualmente a esta formación coluvial. La Fig. 4.5, muestra en esquema la situación del túnel bajo el derrubio y en la Fig. 4.6 se muestra en sección la transformación final del túnel en canal hidráulico.



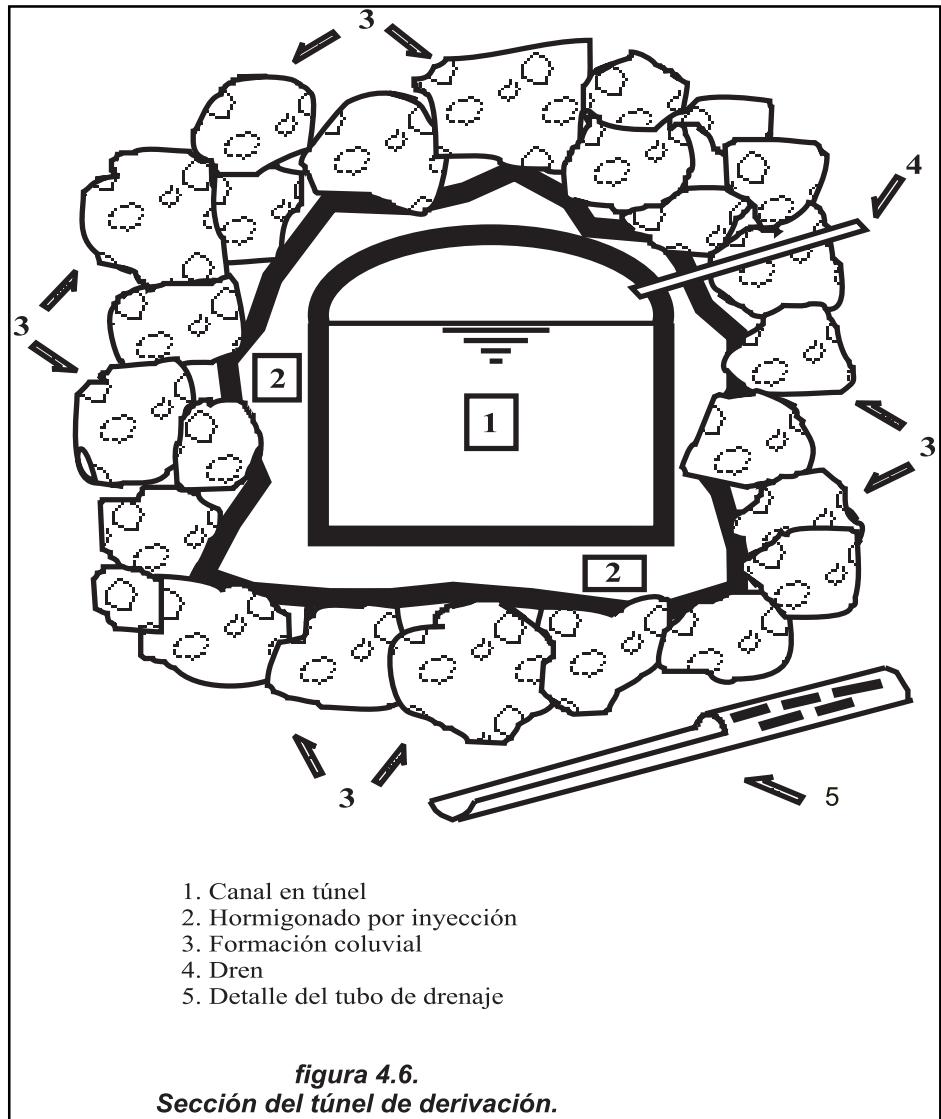
En cuanto a la excavación, este tipo de formaciones coluviales está caracterizada por su total y absoluta heterogeneidad reflejada desde el tamaño de los bloques, que va de pequeñas «piedras» a bloques de varios metros cúbicos, hasta la naturaleza de la matriz que los envuelve.

foto 4.5

Por tanto, los métodos tradicionales de excavación con explosivos en cualquiera de sus modalidades, no son válidos. Las excavaciones mediante tuneladoras continuas, o topos, absolutamente inviables. La utilización de rozadoras, prácticamente imposible. Metro a metro, el método de excavación se llega a traducir en la retirada con herramientas manuales de pequeños bloques y el relleno que los envuelve permitiéndose puntualmente y siempre con suma prudencia la utilización de explosivos para superar los tramos en que los bloques rocosos son de gran tamaño. El sostenimiento de la excavación ha de ser inmediato (Foto 4.5.).



En casos como el descrito, la transformación del túnel en canal hidráulico se convierte en algo más que en el mero y tradicional hormigonado que conforme una vía para la circulación de agua. En la Fig. 4.6 se describe la zona 2 como «hormigonado por inyección». La necesidad no sólo de recubrir con hormigón las cerchas de sostenimiento, si no también la de introducir la mezcla lo más adentro posible en la formación coluvial, llenando cuantas grietas y vacíos puedan quedar después de la excavación en un anillo alrededor del túnel de, al menos, un metro, llevará a la modificación de la metodología de hormigonado tradicional, que en cada caso se parecerá más o menos a una «inyección» del terreno, función de las características de la mezcla y de las presiones de «inyección» utilizadas.



Finalmente se ha de tener bien en cuenta que este tipo de formaciones coluviales son absolutamente permeables. Para evitar que se produzcan empujes laterales o subpresiones bajo el túnel habrá que instalar sistemas de drenaje que permitan eliminar las presiones intersticiales susceptibles de generarse dentro de la formación coluvial. Es necesario controlar las filtraciones en la fase de explotación para evitar imprevistos y asegurar el buen funcionamiento de la obra.

La construcción de túneles a través de macizos rocosos debe tener en cuenta dos características geológicas importantes:

- A. La posible variabilidad litológica a lo largo del trazado previsto, que puede llegar a ser determinante a la hora de decidir el método o métodos de excavación y la posible necesidad de su modificación a lo largo de la obra. Sólo el perfecto conocimiento geológico del trazado evitará imprevistos.

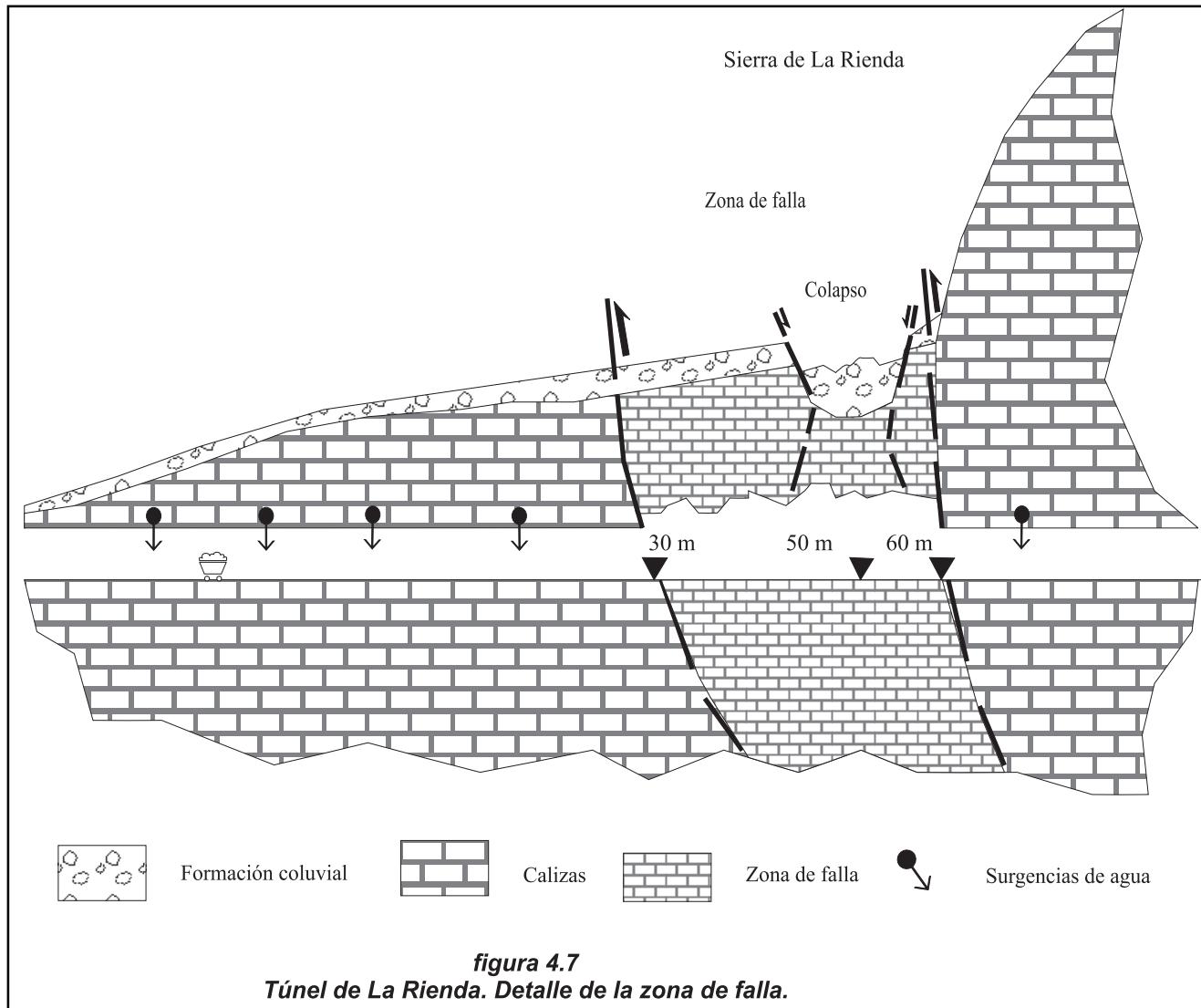


figura 4.7
Túnel de La Rienda. Detalle de la zona de falla.

B. La segura variabilidad estructural a lo largo del trazado. Aún cuando el macizo rocoso a atravesar sea litológicamente homogéneo, es seguro que la distribución de las discontinuidades estructurales que afectan al macizo, tales como planos de estratificación, diaclasas, grietas y fisuras, no será homogénea y continua. La distinta naturaleza de los rellenos, la orientación y espaciado de cada familia o tipo de discontinuidad, contribuyen a romper la aparente homogeneidad que la gran masa rocosa a atravesar, presenta como forma del paisaje. Nuevamente el conocimiento de estas variaciones estructurales solamente será posible mediante un minucioso estudio geológico de tipo estructural.

Independientemente de las dos características geológicas comentadas, que se pueden considerar referentes a las pequeñas discontinuidades estructurales que afectan a los macizos rocosos, la presencia de grandes estructuras tectónicas, como grandes plegamientos, fallas, cabalgamientos o fallas inversas, habrá de ser tratada adecuadamente, habida cuenta de la influencia determinante que

foto 4.6**foto 4.7**

pueden llegar a tener no sólo durante la fase de construcción, si no también en la posterior fase de explotación.

La Fig.4.7 muestra el paso del túnel de la Rienda a través de una falla inversa que, en su momento geológico, produjo el cabalgamiento de la gran masa de rocas calizas que constituye hoy día la Sierra de la Rienda sobre la misma formación de calizas representada en la parte izquierda de la figura. Habida cuenta de los esfuerzos producidos y las deformaciones sufridas, en la zona de fractura, el material rocoso original se encontró totalmente alterado o milonitizado. La regularidad en el avance se rompe al pasar por esta zona que, no sólo obliga a la modificación puntual del procedimiento de excavación, si no que también obliga al diseño de un sistema de sostenimiento, no necesario en las zonas sanas del macizo rocoso tal y como muestran las fotos 4.6, en la que se hace patente la importancia del sostenimiento, y 4.7 en la que por atravesar una zona sana no hace falta ningún sostenimiento.

4.2.2.4 La casa de máquinas

En la casa de máquinas se ubican máquinas de gran volumen y peso, cuya interrelación dimensional hay que garantizar por lo que no se pueden tolerar asientos en su estructura. Las características geológicas del terreno, habrán de ser las idóneas para cumplir este condicionante y, si no es así, tendrán que modificarse para que lo cumplan

Cuando la casa de máquinas se cimienta sobre rocas coherentes, la excavación necesaria para construir las fundaciones bastará para eliminar su zona superficial que habitualmente está muy alterada. Sin embargo las casas de máquinas se ubican con frecuencia en las terrazas fluviales formadas a la orilla de los ríos. En estos casos, se hace

casi siempre necesario acondicionar de algún modo el substrato aluvial para que responda a las premisas de estabilidad que debe cumplir la cimentación.

El tratamiento mediante inyecciones de lechadas de cemento tradicional presenta serias dificultades de puesta en obra y sus resultados, cuando se trata de consolidar suelos no coherentes y permeables como son los aluviones fluviales, no siempre son satisfactorios. Por el contrario la utilización de una nueva técnica de inyección conocida como "jet grouting" permite conseguir el resultado deseado en cuanto a la consolidación de la cimentación, habida cuenta de que con este tipo de tratamiento se sustituye en su totalidad el sedimento aluvial por cortinas de inyección.

El "jet grouting" es una tecnología de reemplazamiento o mezcla de cemento con el terreno en la que se utiliza un chorro de alta presión para mezclarlo con los terrenos adyacentes. Para ello se perfora un agujero de diámetro y longitud preestablecidos, en el que se bombea una lechada de cemento a través de un tubo con una serie de agujeros horizontales al mismo tiempo que se va elevando paulatinamente. La lechada, que sale por los agujeros a una velocidad del orden de los 200 m/seg, provoca la erosión del terreno y su reemplazamiento por una columna, mezcla de cemento y tierra. Cuando estas columnas se disponen tangencialmente entre si, como muestra la figura 4.8, se obtiene un suelo muy resistente e impermeable. Esta tecnología se aplica para aumentar la capacidad de carga del terreno, para perforar túneles con fuerte aportación de aguas, y para apuntalar estructuras existentes. Su único inconveniente radica, por el momento, en el elevado coste de la operación.

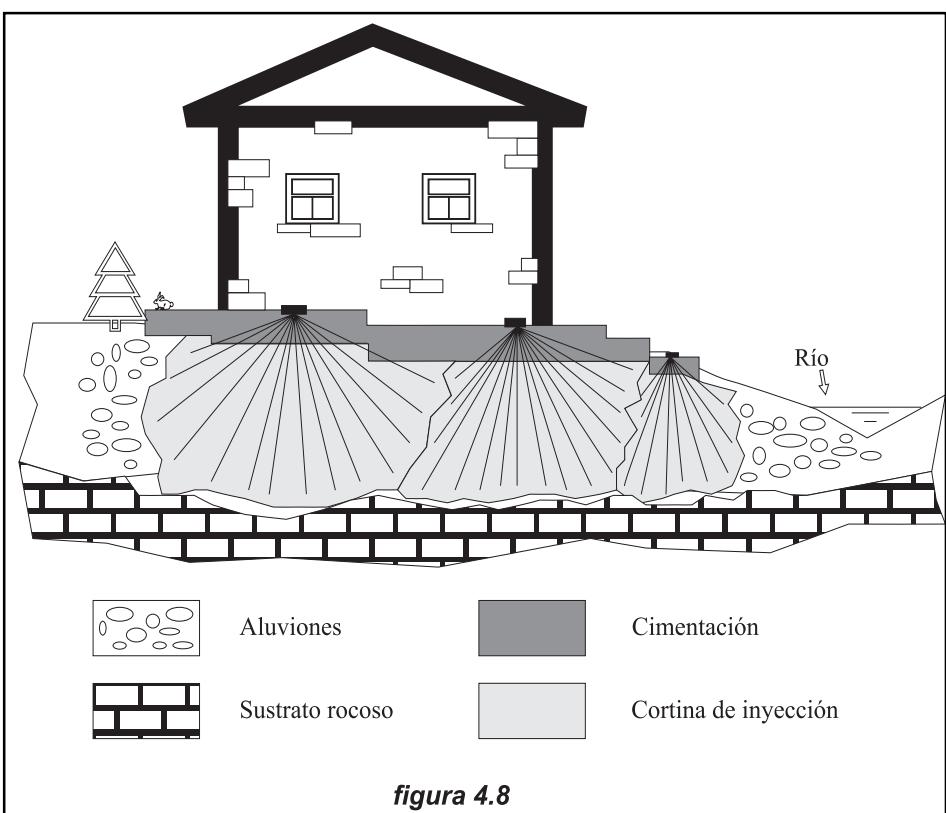


figura 4.8

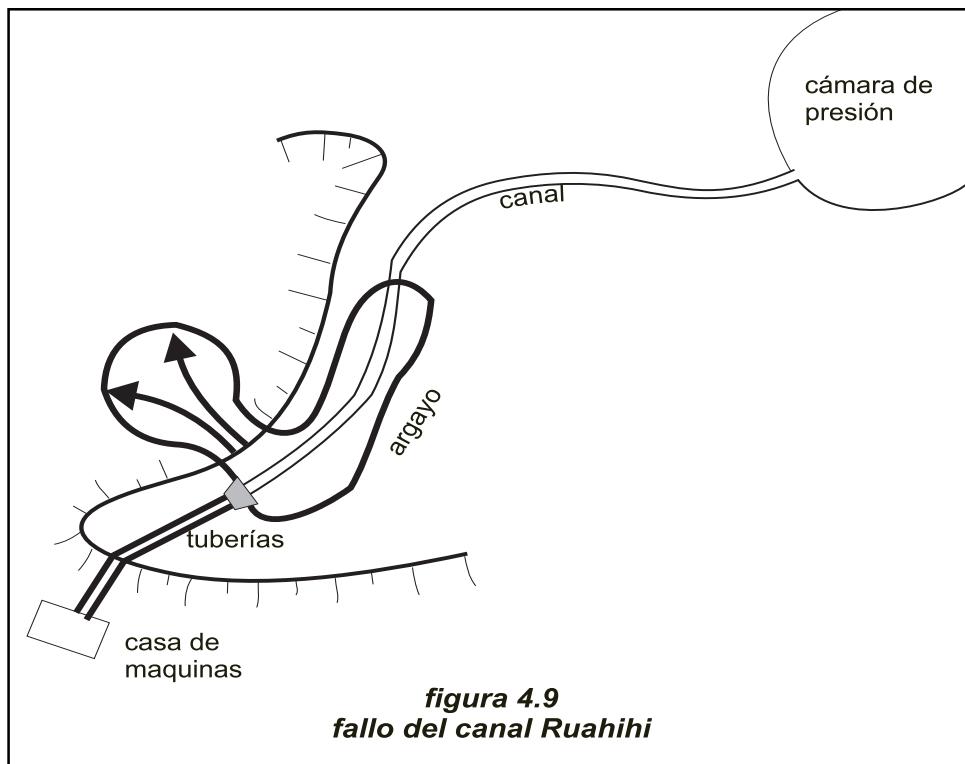
4.3 Aprender de los errores

El Profesor Mosony , un auténtico mito de la hidráulica, publicó en los últimos números de **ESHA info** una serie de pequeños artículos en los que recomendaba publicar los fallos producidos en el desarrollo de aprovechamientos hidroeléctricos porque -decía- pese a la experiencia acumulada en este dominio, aun nos enfrentamos a fenómenos imprevisibles. Se comprende así, continuaba, que cualquier ingeniero que acometa el desarrollo, planificación, diseño y construcción de un aprovechamiento hidroeléctrico - aun tratándose de un especialista experimentado y altamente cualificado - pueda cometer errores, que a veces conllevan fallos importantes y daños serios. "Nadie debería avergonzarse de las equivocaciones y fallos cometidos, pero por el contrario sería lamentable ocultarlos o disimularlos, dificultando así el progreso técnico y desorientando a los círculos técnicos y a la sociedad misma". En su opinión se debe prestar gran atención al estudio sistemático de los fallos para - utilizando un vocabulario médico - establecer un diagnóstico, proponer un tratamiento o una operación quirúrgica y supervisar la recuperación, y terminaba citando a Marco Tulio Cicerón (106 - 43 A.C.) cuando escribía: "*Cuisvus hominis est errare, nullius nisi insipientis in errores perseverare*" (Todo ser humano puede equivocarse pero solo el cretino persiste en el error)".

Dos expertos bien conocidos, Bryan Leyland de Australia y Freddy Isambert de Francia, presentaron, cada uno por su lado y sin ponerse previamente de acuerdo, a la conferencia HIDROENERGIA 95 celebrada en Milán, una serie de casos reales en los que se habían producido fallos, en buena parte debidos a falta de un estudio geotécnico adecuado. El resultado en todos ellos fue una perdida considerable en tiempo y en dinero, que pusieron en grave riesgo la rentabilidad de los proyectos, y una experiencia añadida que debería enriquecer a la profesión.

El Comité de Hidroeléctricidad del ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) publicó hace dos años un libro *"Lessons Learned from the Design, Construction and Operation of Hydroelectric Facilities"*, en donde se analizan 57 casos de fallos producidos en aprovechamientos construidos en los Estados Unidos, de los que 20 se refieren a pequeñas centrales, con potencias comprendidas entre 700 kW y 8 MW. El objetivo de la publicación era identificar, documentar y disseminar las enseñanzas, positivas o negativas, asociadas con el diseño, construcción y explotación de aprovechamientos hidroeléctricos y referentes a la toma de agua, tuberías forzadas, casa de máquinas y canales abiertos.

Los casos mencionados se han complementado con el de un fallo relativamente reciente ocurrido en una minicentral asturiana. Por su importancia hemos creído conveniente detallar el fallo del canal de derivación de Ruahihi, el de un canal de derivación destruido por la subpresión en una minicentral francesa de 2 MW de potencia y el de un depósito de almacenamiento intermedio así como de una parte del canal de derivación en una mini-central asturiana. De índole diferente, pero también resultado de un defectuoso estudio geotécnico del terreno sobre el que se apoyaba un azud, la destrucción de este merece la pena de ser mencionado para llamar la atención sobre la necesidad de prestar atención al estudio geotécnico incluso en azudes de tan poca relevancia como el que se menciona. Nos referimos especialmente a los canales porque conocemos muchos casos en los



que al desplomarse, por haber sido construidos sobre terrenos inestables, han causado la ruina de un proyecto.

A. Destrucción del canal de Ruahihi. Como muestra la figura 4.9, el canal de 2000 m de longitud, ubicado en una ladera, terminaba en una pequeña cámara de carga, de la que salían dos tuberías forzadas de hormigón armado, cada una de 750 m de longitud. El canal se había excavado en una “ignimbrita”, tierra poco consistente resultado de una explosión volcánica, y estaba revestido con una arcilla también volcánica. Durante la construcción del canal la arcilla al secarse se fisuró, pero dadas sus características al llenarse el canal con agua, no se cerraron las grietas, con lo que el agua se infiltró en la “ignimbrita” sobre la que se apoyaba. Cuando las fugas comenzaron a hacerse visibles, se introdujeron en el terreno tubos perforados para drenar la parte baja de la ladera. Con ello se ocultó y se agravó el problema, porque las fugas dieron lugar a la formación de caveras en el terreno. Un día después de inaugurada la central, un tramo importante del canal se deslizó súbitamente por la pendiente. La fotografía 4.8 muestra la magnitud del desastre.

Tras examinar posibles soluciones, se decidió sustituir el tramo destruido del canal por una tubería de 1.100 m de longitud conectada directamente a las tuberías forzadas, tal y como se ve en la fotografía 4.9. Así las tuberías forzadas pasaron a tener 1850 m de longitud en vez de los 750 m iniciales, lo que hacía de temer un golpe de ariete. Las tuberías de hormigón solo admitían sobrepresiones muy ligeras y no había posibilidad de instalar una chimenea de equilibrio porque el terreno no resistiría su peso. Hubo que confiar en un fabricante que garantizaba que, en las peores circunstancias, sus válvulas de descarga limitarían la sobrepresión a un 3 por ciento, lo que fue confirmado por la experiencia.

foto 4.8

De esta catástrofe se pudo deducir que

- * los terrenos volcánicos presentan características con frecuencia indeseables;
- * cuando se producen fugas en un canal hay que asegurarse, antes de comenzar a repararlo, que su origen es bien conocido;
- * si la geología es compleja consiga la mejor asistencia geotécnica posible;
- * cuando la única alternativa sea abandonar definitivamente el aprovechamiento, tome en consideración soluciones que parecen imposibles - en el fondo tiene ya poco que perder!

foto 4.9

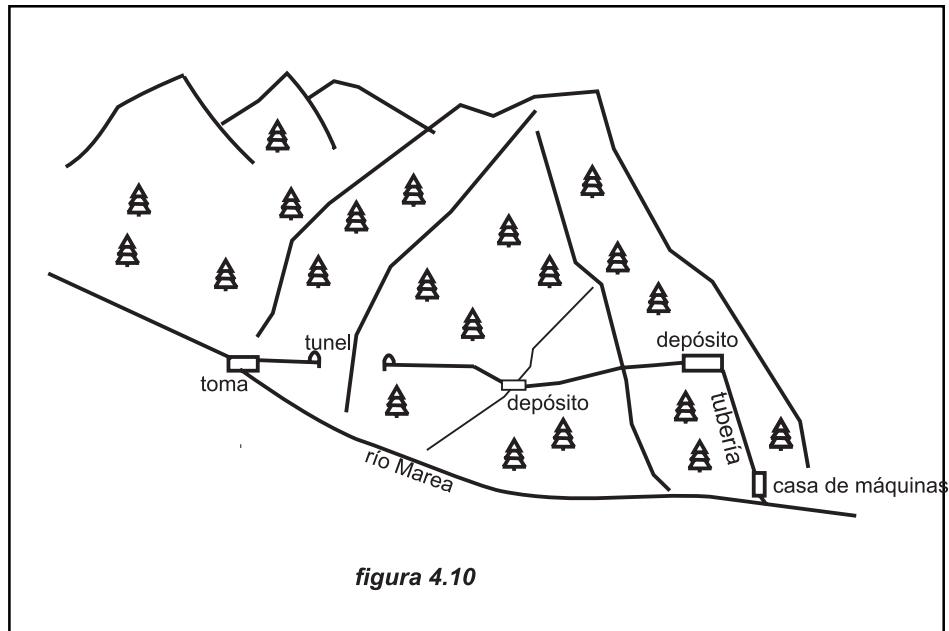


figura 4.10

B. Deslizamiento del canal de La Marea. La central de la Marea tiene instalada una turbina Francis de 1.100 kW de potencia para un caudal de 1,3 m³/seg y una altura de salto de 100 m. El aprovechamiento, (figuras 4.10 y 4.11) dispone de un azud para la toma de agua, con una excelente escala de peces. A la derecha del azud sale un tramo de canal rectangular construido en hormigón, completamente cubierto, de una sección de 3 x 2 m, seguido de un túnel de unos 600 m de longitud. Pocos metros después de la salida del túnel, justo sobre una reguera, se construyó un depósito para almacenar agua a fin de poder turbinar exclusivamente en horas punta. El depósito, que debía recoger también el agua que bajase por la reguera, se construyó con tierras compactadas, y resultó insuficientemente impermeable. Desde este depósito, continuaba otro tramo de canal, construido con secciones prefabricadas - unas chapas de acero de 3 mm de espesor constituyan un a modo de junta entre dos secciones - y acababa en una cámara de carga, situada a 100 m por encima de la casa de máquinas.

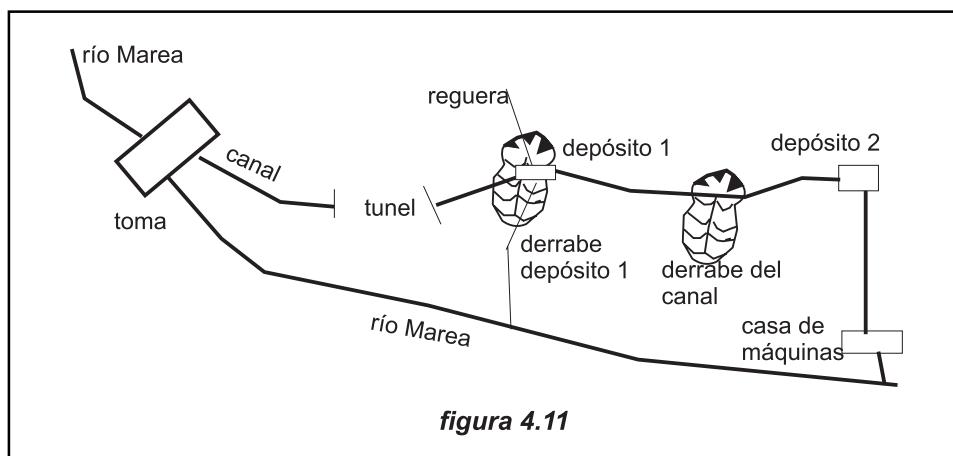


figura 4.11

foto 4.10

El terreno sobre el que se construyó el canal era muy pendiente y estaba constituido por areniscas muy meteorizadas. Tanto la construcción del canal como la puesta en marcha de la central tuvieron lugar en una estación muy lluviosa. Al abrir la compuerta que daba entrada al canal, el agua almacenada en el mencionado depósito comenzó a infiltrarse en el terreno. Este, al impregnarse de agua, no pudo resistir el cortante de deslizamiento y las tierras bajaron por la ladera (foto 4.10) siendo arrastradas por el río hasta el mar, unos treinta kilómetros aguas abajo. Posteriormente, las infiltraciones entre las juntas del canal, a continuación del depósito, produjeron el mismo fenómeno y el otro tramo del canal se deslizó, ladera abajo, por la pendiente.

El depósito fue sustituido por una cisterna en hormigón armado con resultados poco satisfactorios, ya que por la reguera baja poca agua, salvo en períodos de grandes lluvias, pues en períodos normales el agua se infiltra en una capa de caliza cárstica que corre por debajo. El trozo de canal, de unos doscientos metros de longitud, que descendió por la pendiente, fue sustituido por una tubería de baja presión en acero soldado, que hasta el presente no ha dado problemas. La tubería desemboca en una cámara de agua, esta vez construida con tierras apisonadas, recubierta de una lámina termo-soldada de PEAD de 1 mm de espesor, para garantizar la estanqueidad del vaso. A lo largo de todo el perímetro del embalse se ha construido un canal de drenaje que evita que el agua pase al terraplén cercano.

Las lecciones a tener en cuenta fueron las siguientes:

- * las areniscas meteorizadas resultan poco favorables, sobre todo cuando la pendiente sobrepasa los 35°.
- * los canales deben construirse de forma que se garantice su impermeabilidad y en caso de duda deben preverse los necesarios conductos de drenaje para que el agua no afecte al terreno circundante.
- * La sustitución del canal por una tubería de baja presión suele ser la solución más segura y menos costosa; su impermeabilización está asegurada y su suje-

foto 4.11



ción al terreno requiere constituir unos pocos puntos de apoyo, para lo que podrán escogerse las zonas más estables del terreno.

C. Un aprovechamiento de baja altura de 2.000 kW de potencia compuesto de un azud sobre el río, una toma de agua lateral, un canal hidráulico de 5 m de ancho y 500 m de longitud, construido en hormigón, que corre a lo largo del río para crear la altura de salto, y una casa de máquinas. El río era conocido por sus violentas crecidas. Un día tuvo lugar una crecida extraordinaria, que más tarde se comprobó ocurría una vez cada cien años. En ese momento las turbinas estaban paradas y las válvulas cerradas. El canal se vació a través de las fisuras y fue destruido por la subpresión tal y como se puede ver en la foto 4.11

Las lecciones a tener en cuenta fueron las siguientes:

- * Mal conocimiento del régimen hidráulico del río
- * Defectuosa estabilidad de la estructura
- * Concepción defectuosa del aprovechamiento

D. El caso de un pequeño azud para la toma de agua de un aprovechamiento de 600 kW de potencia instalada, seguida de un canal enterrado, una tubería forzada y una casa de máquinas, constituye un caso de error en el estudio de cimentación. El productor había observado la presencia de fugas aguas abajo del azud, por lo que decidió excavar una trinchera a lo largo del paramento de aguas arriba para reconocer el contacto entre la obra de mampostería y la fundación, descubriendo que el azud se había cimentado sobre piedra suelta y aluviones gruesos muy permeables, sin prever una pantalla, por lo que se produjo una comunicación entre aguas arriba y aguas abajo del azud. El arrastre de los materiales terminó por destruir la base del azud. Un caso claro de falta de estudio geomorfológico del terreno sobre el que había que cimentar el azud y descuidos en el control de la construcción.

foto 4.12



La fotografía 4.12 muestra el estado del azud después de abrir la trinchera de inspección.

5. Estructuras hidráulicas. Obra civil

5.1 Estructuras de embalse y derivación

5.1.1 Presas

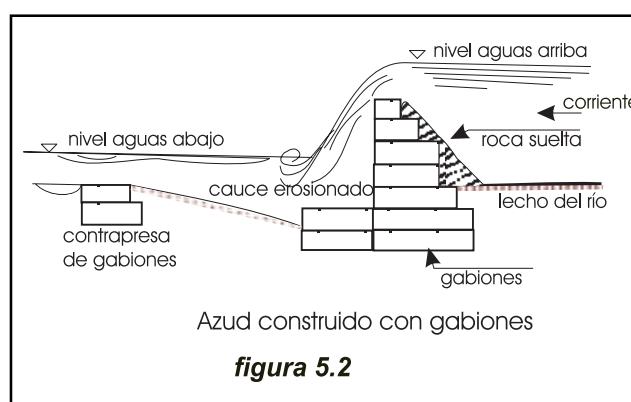
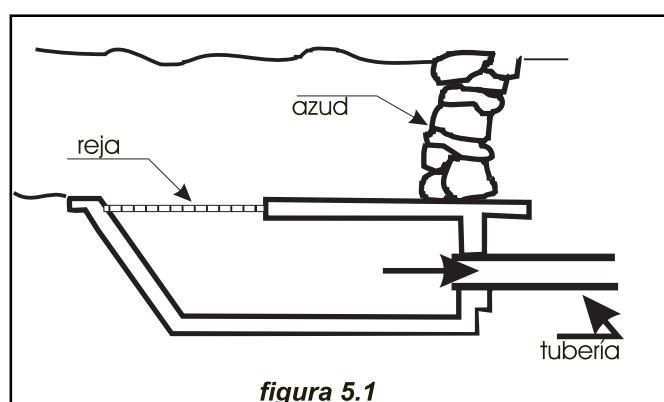
La presa es un componente fundamental de los aprovechamientos hidráulicos convencionales, en los que se utiliza para elevar el nivel de la lámina de agua y para crear un embalse donde almacenarla. En terrenos relativamente llanos, una presa, al elevar el nivel de la lámina de agua, puede crear el salto necesario para generar la energía requerida. La presa también puede utilizarse para, en períodos de crecida, almacenar el agua que se necesita para poder seguir turbinando en períodos de estiaje. Sin embargo, debido a su elevado costo, las presas rara vez se utilizan en proyectos de pequeñas centrales.

No obstante, cuando la topografía es favorable, puede estar justificada la construcción de un embalse, mediante una presa de poca altura, que permita almacenar suficiente agua en las horas de baja demanda para turbinar solo en las de punta en las que los precios pagados por la electricidad generada son más altos. A veces, en vez de utilizar un embalse, se sobredimensiona la cámara de presión para que pueda cumplir ese papel. Como la potencia es proporcional al salto y al caudal, a igualdad de potencia, cuanto mayor sea el salto menor tendrá que ser el volumen de agua almacenado, y consecuentemente la altura y costo de la presa.

En ocasiones se utiliza un embalse construido para otros usos - riegos, suministro de agua potable, prevención de avenidas - para alimentar una central de pie de presa y generar electricidad, cuando dichos usos puedan compatibilizarse.

5.1.2 Azudes

La gran mayoría de los pequeños aprovechamientos son de los llamados de agua fluente, en los que la electricidad se genera mientras fluye el agua por el cauce, y dejan de hacerlo cuando el caudal es inferior al mínimo técnico de las turbinas que lo equipan. En estos aprovechamientos, se levanta en el cauce una estructura que permite desviar un cierto caudal para conducirlo a la central. En su versión más elemental esa estructura es un simple obstáculo, capaz de remansar el agua, para poder derivar el caudal deseado y sobre el que continua pasando agua. Cuando el aprovechamiento es de mayor importancia, ese obstáculo



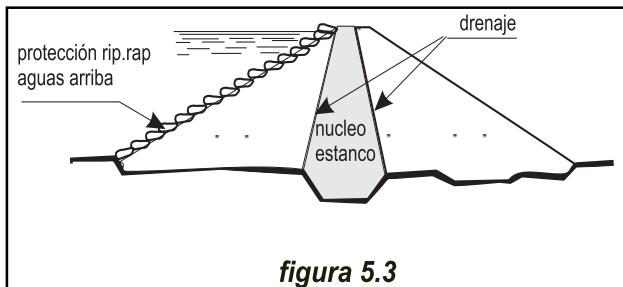


figura 5.3

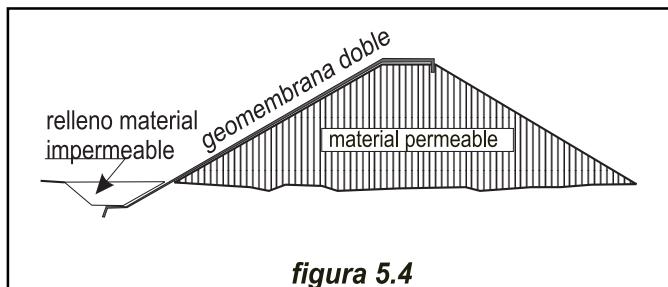


figura 5.4

culo pasa a ser una presa, generalmente de poca altura, conocida como azud (del árabe "sudd"), cuya misión, como en el caso anterior, no es almacenar agua sino remansarla para que pueda ser derivada en condiciones favorables.

Los azudes deben construirse preferentemente sobre suelo rocoso; en su versión más simple consisten en un murete de poco más de un metro de altura, construido con rocas sueltas (Fig. 5.1). Para evitar costes de fundación elevados cuando el terreno rocoso está situado a demasiada profundidad, se pueden utilizar, apoyados sobre la tierra, unos gaviones recubiertos con roca suelta (Fig. 5.2). Los gaviones son cajones paralelepípedicos, construidos con malla de acero inoxidable y llenos de cantos rodados.

Los azudes de más envergadura se construyen con materiales terrosos- desde arcillas finas hasta rocas alteradas fácilmente compactables: lateritas, esquistos, ect. - con un sistema de drenaje en el paramento de aguas abajo, y una protección mecánica en el paramento de aguas arriba. Cuando los materiales de que se dispone no garantizan la estanqueidad, habrá que construir un núcleo central estanco (Fig. 5.3), y si ello no es posible, habrá que lograr la estanqueidad recubriendo con geotextiles (Fig. 5.4) el paramento de aguas arriba.

Cuando no se dispone de materiales arcillosos y existen, en cambio, arenas y gravas en abundancia, puede ser recomendable la construcción de una presa de

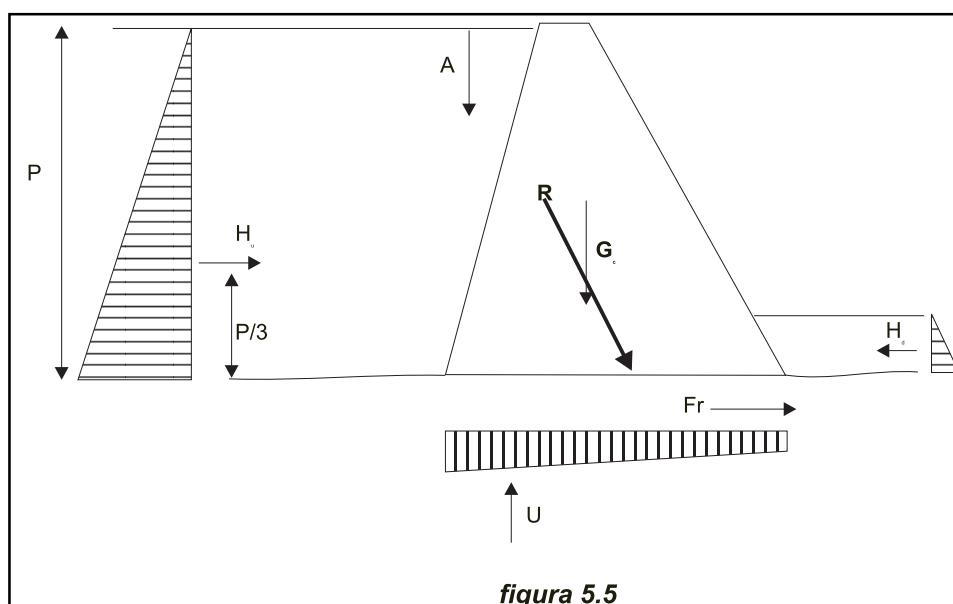


foto 5.1

hormigón. En ríos con grandes avenidas, que exigen la construcción de aliviaderos importantes, de muy cara construcción en presas de tierra, puede inclinar la balanza hacia las presas de hormigón, en las que el aliviadero resulta fácil de integrar. Por el contrario, si el aprovechamiento está ubicado en un territorio propenso a fenómenos sísmicos conviene evitar las estructuras rígidas, por lo que las presas de hormigón no son recomendables. Si el azud debe construirse en un clima muy frío, con heladas frecuentes, las precauciones a tomar para proteger el hormigón recién colado, pueden resultar tan costosas que haga que la construcción de un azud de rocas sueltas sea más económica.

Según la Convención Internacional de Grandes Presas, una presa se considera "pequeña" si su altura, medida desde la base a la coronación, es inferior a 15 m, la longitud en la coronación no supera los 500 m y el agua embalsada está por debajo del millón de metros cúbicos. Esta diferenciación es importante, dadas las exigencias administrativas que hay que cumplir cuando se trata de "grandes" presas. Aun cuando existen pequeños aprovechamientos con presas de hormigón en arco (Foto 5.1), la mayoría son del tipo de gravedad, cimentadas generalmente sobre roca, y en las que su peso garantiza su estabilidad. Si la altura de la presa es inferior a los 10 metros podrá cimentarse sobre tierra, comprobando que en ningún punto se sobrepasa su carga a la compresión y que las pérdidas por infiltración son mínimas. Al cimentar sobre tierra hay que prever la construcción de pantallas que eviten la subpresión provocada por el agua almacenada en el embalse (estas pantallas son indispensables también, cuando se cimenta sobre rocas calizas muy carbonatadas). En todo caso para cimentar sobre tierra es necesario conocer con precisión la resistencia al cortante y a la compresión, el módulo de Poisson y la permeabilidad del terreno.

La presa debe poder garantizar su estabilidad ante cualquier combinación de cargas posibles (figura 5.5): cargas hidrostáticas sobre el paramento de aguas arriba y de aguas abajo; subpresión hidrostática bajo la base de la presa; empuje de los sedimentos en contacto con la presa (cuyo peso específico a estos efectos es menor que el del agua).



tos se evalúa en 1300 kg/m^3); fuerzas sísmicas (si está ubicada en un territorio sismicamente activo) que se presume actúan en sentido horizontal y vertical sobre el centro de gravedad de la presa; esfuerzos dinámicos inducidos por el movimiento relativo de la presa y el embalse durante un terremoto, etc.

Para ser estable, la presa no podrá estar sometida en ningún punto a esfuerzos negativos, para lo que es necesario que la resultante de todas las fuerzas horizontales y verticales pase por el tercio medio de la base. Para que el centro de gravedad de la presa se sitúe lo más cerca posible del borde de aguas arriba, el paramento aguas arriba suele ser vertical, mientras que el paramento aguas abajo suele ser inclinado. Es necesario garantizar también que la presa no deslice, para lo que el coeficiente estático de fricción (resultado de dividir la suma de todas las cargas horizontales por todas las verticales que actúan sobre la presa) deberá situarse entre 0,6 y 0,7.

5.1.2.1 Dispositivos para elevar la lámina de agua

Una forma de aumentar la altura de la lámina de agua, y asegurar la derivación del agua requerida sin riesgo de que se inunden los terrenos circundantes en caso de avenidas, consiste en colocar sobre la coronación del murete una serie de tablestacas (Foto 5.2), generalmente fabricadas en madera y sujetas por pernos de acero implantados en unas guías también de acero (Fig 5.6a). En caso de avenidas se procede a sacar los pernos y desmontar las tablestacas, cosa en verdad difícil de realizar en la práctica. La figura 5.6b) muestra una tablestaca articulada, más fácil de manejar que la anterior. Recientemente Hydroplus¹ ha lanzado al mercado una solución más operativa, ya que en caso de avenidas, la corriente vuelca los cajones instalados (Foto 5.3) sobre la coronación de la presa, dejando libre el vertedero original.

Los azudes hinchables, constituyen otra solución relativamente económica. Estos azudes, fabricados con materiales sintéticos, tienen la forma de una vejiga

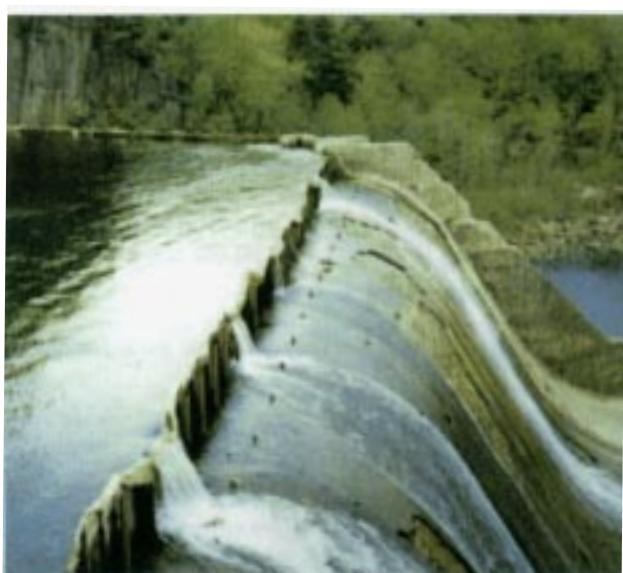


Foto 5.2

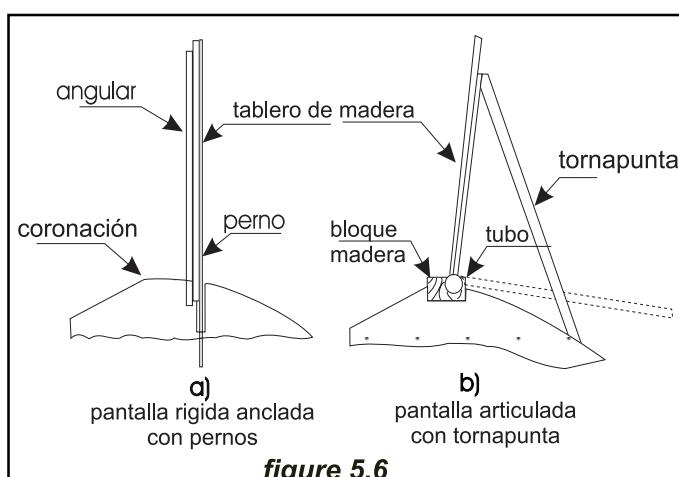


figure 5.6

Foto 5.3**Foto 5.4**

anclada en la coronación del muro de hormigón (Fig. 5.7). Al llenar la vejiga mediante una bomba o un compresor ésta se levanta y con ella la altura de la lámina de agua (Foto 5.4); al vaciarse, la vejiga baja hasta quedar como una lámina plana de poco espesor, que se extiende sobre la coronación del muro y deja libre el paso del agua. El sistema más generalizado de control, consiste en un sensor, situado aguas arriba, que ordena la inyección de aire o agua a la vejiga, en proporción inversa a la altura de la lámina de agua en dicho punto. Con la ayuda de un microprocesador se puede incluso mantener constante el volumen de agua que pasa sobre el azud y garantizar así el vertido del caudal ecológico. Los azudes hinchables resultan proporcionalmente más económicos cuando su longitud es grande en relación a su altura.

Obermeyer Hydro ha patentado un sistema en el que a la vejiga propiamente dicha

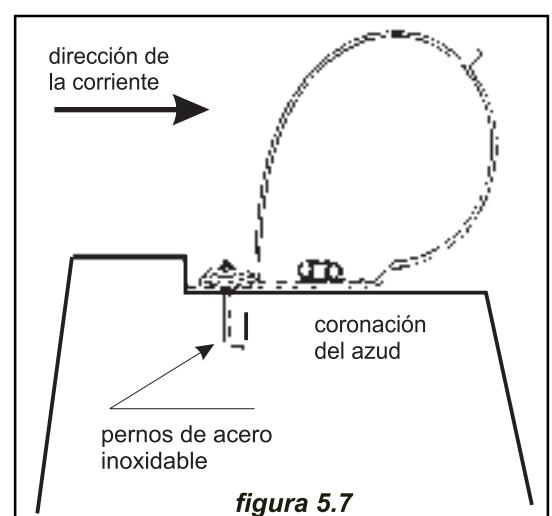
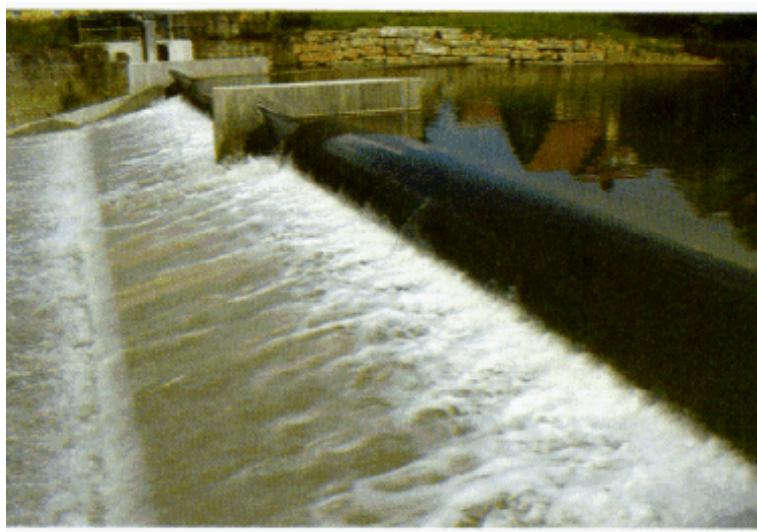
**figura 5.7**

Foto 5.5

se incorpora un panel de chapa de acero que hace las veces de tablestaca, fácil y rápidamente manejable en caso de avenidas. Contrariamente a los azudes hinchables, en esta versión la vejiga está siempre protegida del impacto de troncos, ramas u otros objetos flotantes por los paneles de acero que la recubren permanentemente. Regulando la presión en la vejiga se varía la inclinación de los paneles y consiguientemente la altura de la lámina de agua. El sistema es modular, con paneles de 1,5 o 3 m de longitud para alturas no superiores a 2 m. Para alturas mayores, cada panel tiene una relación altura/longitud inferior a 1. Los espacios entre paneles sucesivos se cierran con un faldón, fabricado en material sintético reforzado, sujeto a uno de ellos. Como muestra la Foto 5.5 los paneles pueden incorporar unas cintas que limitan el recorrido de los paneles. La vejiga, un verdadero colchón neumático está construida de forma similar a las cubiertas de los automóviles, con una goma de butilo en el interior que garantiza la estanqueidad y una sección de compuestos de goma de alta resistencia incorporando múltiples capas de poliéster para conseguir una elevada resistencia. La forma del panel en cuña favorece el despegue de la lámina de agua con lo que no se forman los remolinos que aparecen en los azudes hinchables convencionales² que son origen de vibraciones.

5.1.3 Aliviaderos

En todos los aprovechamientos y especialmente en los de la Europa mediterránea, donde los períodos de estiaje son seguidos súbitamente por fuertes avenidas, es necesario incorporar al azud las estructuras necesarias para que el exceso de agua pueda pasar sin producir daños sobre su coronación. Estas estructuras conocidas con el nombre de aliviaderos, suelen disponer en su base de algún medio para disipar la energía de la corriente.

El aliviadero de uso más frecuente es el representado en la foto 5.6. Básicamente es un canal abierto, redondeado en la cresta, y con una fuerte pendiente, que

Foto 5.6

permite evacuar el agua a velocidades super críticas. Su perfil se diseña para minimizar la presión sobre su superficie, pero sin que la lámina de agua llegue a separarse de la superficie, lo que daría lugar a la aparición de presiones negativas. La curva resultante es la de la trayectoria que seguiría la cara inferior de una lámina de agua al caer libremente después de verter sobre un muro vertical. Su cálculo es crítico en los aliviaderos de las grandes presas, que tienen que evacuar cientos de metros cúbicos por segundo, pero no en las presas de poca altura utilizadas en los pequeños aprovechamientos. La U.S. Waterways Experimental Station³ ha elaborado, mediante experimentos en modelos a escala reducida, una serie de perfiles válidos para distintas disposiciones del aliviadero.

En un aliviadero de este tipo, el caudal de vertido se calcula mediante la fórmula

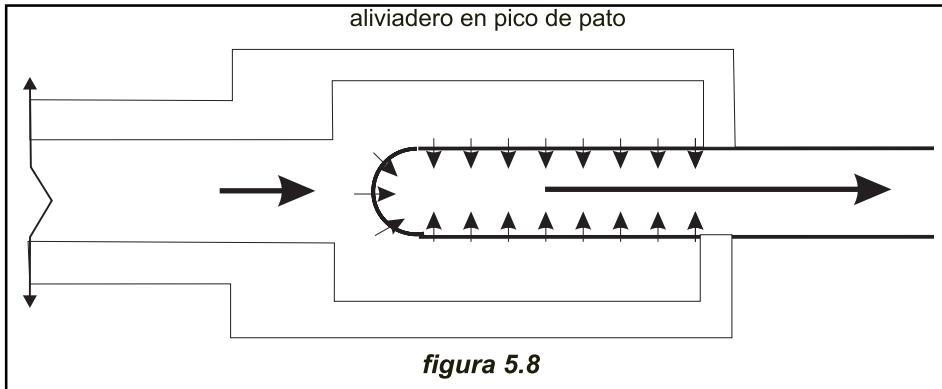
$$Q = CLH^{3/2} \quad (5.1)$$

en la que C es el coeficiente de vertido, L la anchura del vertedero en la coronación y H la altura estática desde el vertedero a la superficie de la lámina. El coeficiente C , obtenido mediante ensayos sobre modelos reducidos, puede variar entre 1,56 en vertederos muy anchos y 2,2 cuando el perfil del aliviadero es el óptimo.

En ocasiones, el espacio disponible para ubicar el aliviadero viene limitado por consideraciones topográficas. En esos casos suele recurrirse a los aliviaderos en pico de pato (Fig. 5.8 y Foto 5.7) o en laberinto (Fig. 5.9).

Cuando no se dispone de espacio para construir un aliviadero convencional se puede acudir a un aliviadero en sifón o a un aliviadero en pozo, soluciones ambas muy eficaces para mantener, entre límites muy estrechos, el nivel del agua, aguas arriba del azud. Un aliviadero en sifón es básicamente un conducto cerrado, de perfil curvo, como muestra la figura 5.10. Cuando la lámina de agua sobrepasa el codo del sifón, comienza a verter como lo haría en un aliviadero convencional; pero cuando el nivel sube hasta llegar a cebarlo, el caudal aumenta

Foto 5.7



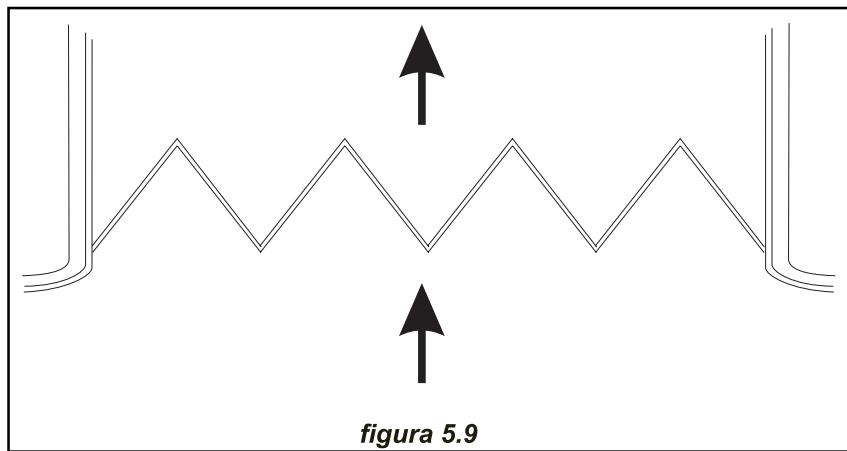
considerablemente. Debido a ello, si el sifón está mal diseñado puede entrar en régimen inestable; efectivamente inicialmente el sifón vierte como si se tratara de un aliviadero convencional, pero al cebarse aumenta considerablemente el caudal de vertido, con lo que desciende el nivel aguas arriba y se desceba, volviendo a disminuir el caudal de vertido. Esto hace que vuelva a subir el nivel aguas arriba y se cebe nuevamente el sifón, pudiendo repetirse el ciclo por tiempo indefinido. El problema se resuelve empleando varios sifones con alturas escalonadas, o un sifón con una entrada controlada de aire.

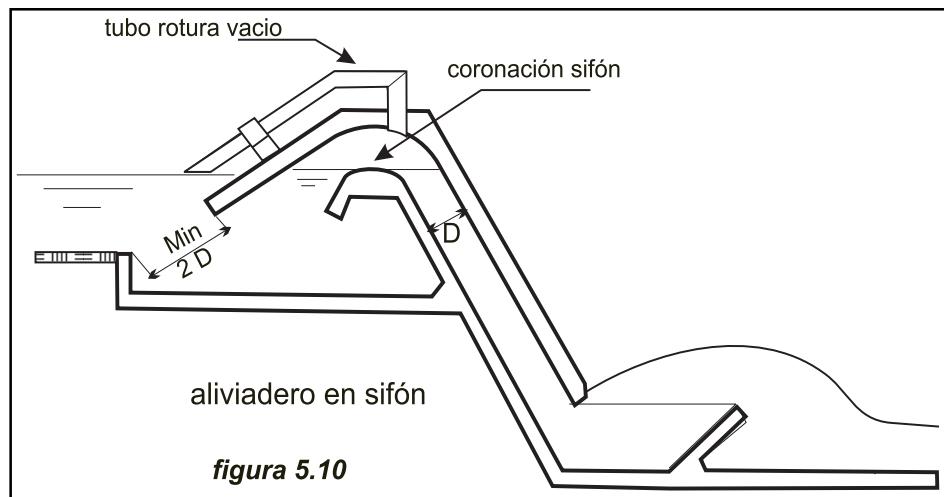


Con el sifón cebado, el caudal viene dado por la ecuación de Bernoulli. Si aceptamos que la velocidad del agua en el conducto es la misma a la entrada que a la salida, la pérdida de carga se calcula de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 2, párrafo 2.2.1.

Si la presión en la coronación del sifón desciende por debajo de la presión del vapor de agua, esta se vaporiza desprendiendo un gran número de pequeñas burbujas, que arrastradas por la corriente, estallan al alcanzar una zona de mayor presión. Este fenómeno, conocido como cavitación, puede ser muy dañino para el sifón. Para evitarlo, hay que limitar la distancia entre el techo del sifón y la máxima altura, aguas arriba, de la lámina de agua. Esa

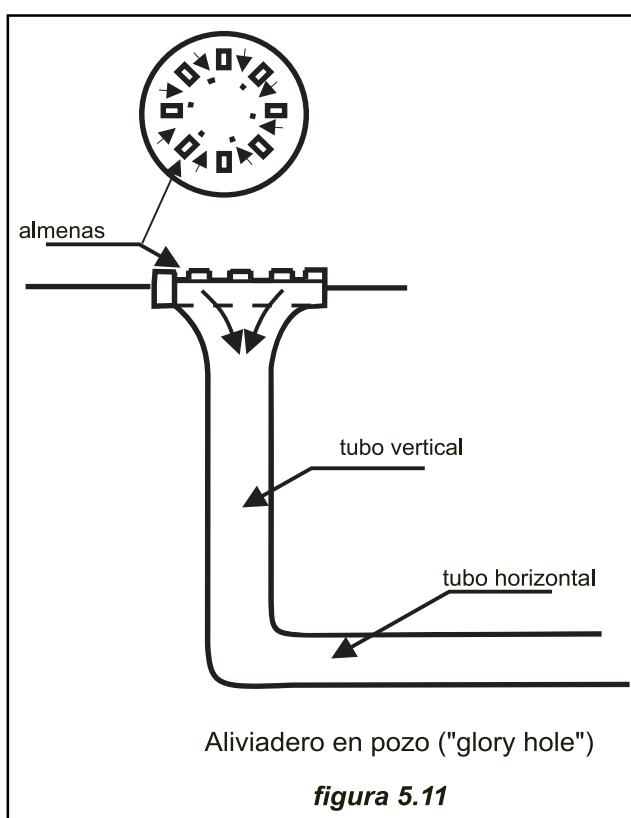
figura 5.9



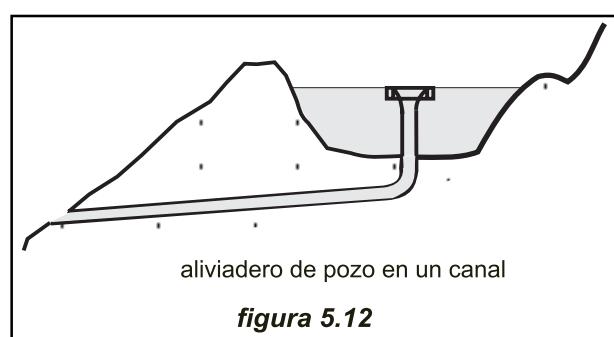


distancia es función de la altura del sifón sobre el nivel del mar y de la presión barométrica dominante, pero en general no deberá exceder de 5 m. En la literatura⁴ pueden encontrarse más detalles sobre el diseño de este tipo de aliviaderos.

Los aliviaderos en pozo, o «glory holes» se usan poco en pequeñas centrales. Como puede verse en la figura 5.11 un aliviadero en pozo consta de una entrada almenada, para aumentar la longitud de la coronación, una zona de transición con un perfil equivalente al del aliviadero convencional, un pozo vertical y un conducto de salida, que a veces tiene una ligera pendiente positiva para garantizar que en su parte final nunca está completamente vacío. En la figura 5.12 tomada de Inversin⁵ se muestra un aliviadero de pozo para evacuar el exceso de agua en un canal, cuando un aliviadero lateral convencional provocaría, por infiltración del agua, un corrimiento de tierras. Un informe del (USBR)^{6,7} contempla los principios de diseño de estos aliviaderos.



El agua, a la salida de un aliviadero convencional, está en régimen supercrítico, por lo que puede erosionar el pie de la presa, especialmente si el cauce es arcilloso. Para evitar ese riesgo, el perfil aguas abajo del aliviadero, suele diseñarse en forma de trampolín de salto de



esquí para que el agua se despegue de la pared y vuelva a caer sobre una poza, en la que el régimen pasa de supercrítico a subcrítico. El USBR⁸ ha publicado un juego de nomogramas que facilitan el cálculo de estas estructuras.

5.1.4 Desagües de fondo

Los desagües de fondo se utilizan para vaciar el embalse, ya sea en caso de emergencia o para facilitar la reparación y mantenimiento de la presa. En general se trata de un conducto situado a un nivel bajo, con una válvula de compuerta a la entrada, o una válvula cónica a la salida. Si se prevé que el caudal de desagüe será supercrítico, habrá que prever un disipador de energía.

5.1.5 Desviación del río durante la construcción de la presa o el azud

A veces, sobre todo en pequeñas centrales, las obras de derivación pueden realizarse durante la época de estiaje, pero si no es así habrá que construir las ataguías necesarias para desviar temporalmente el cauce del río. Estas ataguías pueden construirse con la ayuda de:

- Gaviones con protección de geotextil en el paramento de aguas arriba
- Diques de tierra con protección de riprap
- Azudes hinchables
- Tablestacas de acero

Las técnicas de construcción y su puesta en práctica requieren el asesoramiento de un especialista. Frecuentemente estas estructuras, muy utilizadas en centrales de baja altura, resultan demolidas durante las avenidas, y tienen que ser reconstruidas retrasando la terminación de las obras. Por eso no debe escatimarse ni el esfuerzo ni el dinero invertido en construir una buena ataguía.

5.2 Conducciones hidráulicas

5.2.1 Toma de agua

El *Glossary of Power Terms* de 1989 define la “toma de agua” como “una estructura destinada a desviar el agua a una tubería, que la conduce bajo presión a la casa de máquinas”. En este manual ampliamos este concepto, al incluir como tales a todas aquellas estructuras que desvían el agua a cualquier conducción hidráulica (canales, túneles, canaletas, etc.), reservando para las primeras el término de “cámara de carga”, especialmente si están ubicadas al final del canal de derivación.

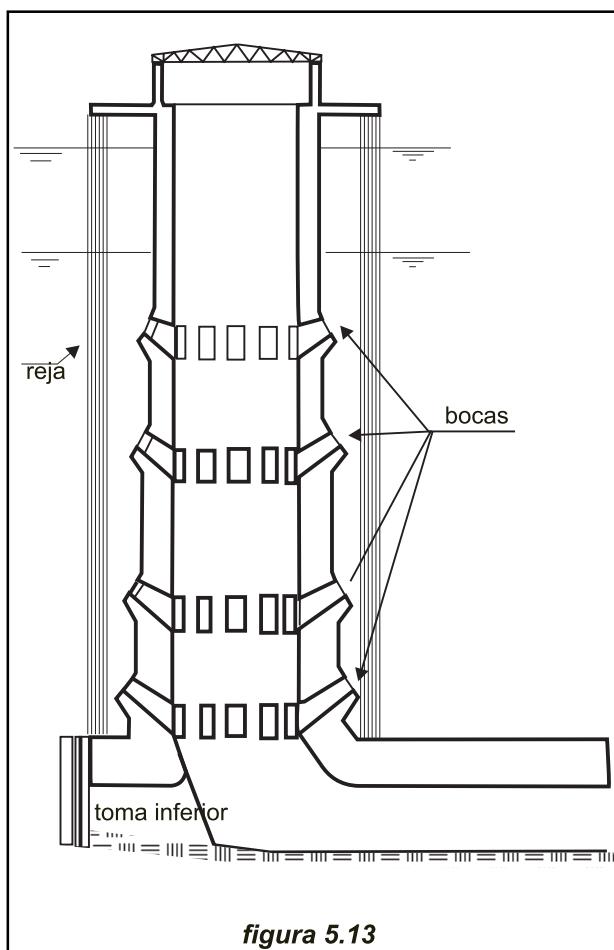
Una toma de agua tiene que desviar el caudal requerido, respetando el medio ambiente en que se integra, con la mínima pérdida de carga posible y sea cual sea la altura de la lámina de agua en el río. La toma actúa como zona de transición entre un curso de agua, que puede ser un río tranquilo o un torrente turbulento, y el canal de derivación por donde circula un caudal de agua, que debe estar controlado, tanto en cantidad como en calidad. Su diseño, basado en consideraciones geomorfológicas, hidráulicas, estructurales y económicas, requiere un cuidado especial para evitar problemas de funcionamiento y conservación a todo lo largo de la vida de la central.

El diseño de una toma de agua obedece a tres criterios:

- hidráulicos y estructurales, que son comunes a todas las tomas de agua.
- operativos - p.e. control del caudal, eliminación de basuras, esclusado de los sedimentos- que varían de toma a toma.
- relacionados con el medio ambiente - barreras para impedir el paso de peces, escalas de peces - que son característicos de cada proyecto

Aunque continuamente se aportan nuevas ideas al diseño de las tomas de agua - avances en modelización numérica, en materiales de construcción, etc.- los conceptos fundamentales han variado poco a lo largo de la historia y no es previsible que lo hagan en el futuro. A lo largo de la historia se han construido miles de tomas de agua, se han extraído toneladas y toneladas de broza, se han esclusado cantidades enormes de sedimentos y se han afrontado con éxito los incidentes planteados por la presencia de hielo. Esta acumulación de experiencia nos permite saber que es lo que funciona y lo que no funciona, y sobre este conocimiento, superpuesto a los sempiternos principios de la hidráulica, basamos el diseño de unas estructuras que tan importante papel juegan en el éxito o fracaso de un aprovechamiento.

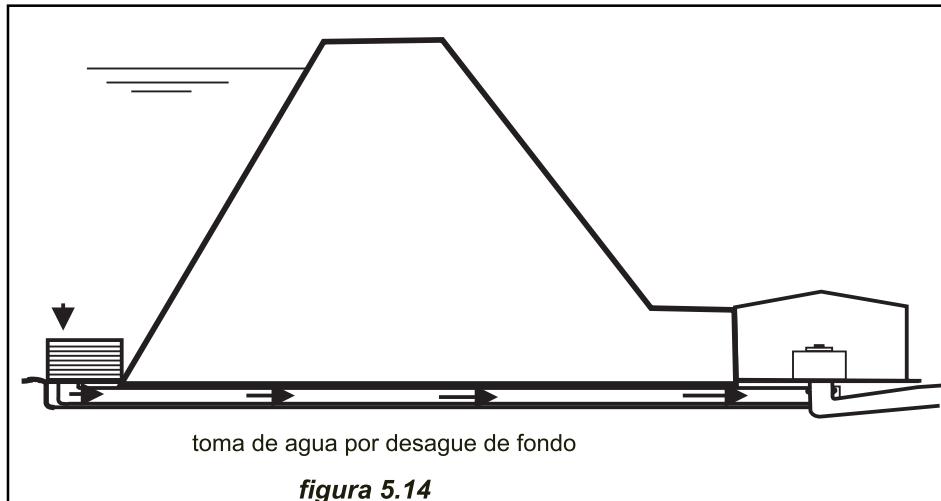
5.2.1.1 Tipos de tomas de agua



Lo primero que hay que hacer es identificar el tipo de toma de agua que necesita el aprovechamiento. Pese a la gran variedad de tomas existentes, estas pueden clasificarse con arreglo a los siguientes criterios:

- La toma de agua alimenta directamente la tubería forzada (Fig. 5.1). Es lo que conocemos como cámara de carga, aunque este término suele reservarse para cuando está situada al final del canal de derivación
- La toma de agua alimenta una conducción de agua a presión atmosférica: canal, túnel, canaletas, etc, que termina en una cámara de carga (Fig. 1.1, Capítulo 1).
- El aprovechamiento no utiliza, para desviar el agua, una estructura de derivación tipo azud, sino que emplea otro tipo de estructuras como las tomas de sifón o las de montaña, que se describen más adelante.
- En los embalses multiuso - embalses construidos para regadíos, suministro de agua potable, regulación de avenidas, etc. - la toma de agua puede construirse en forma de torre, con tomas a distintos niveles (Fig. 5.13) para poder extraer el agua a distintas alturas y consecuentemente a distintas temperaturas, o utilizando un desagüe de fondo (Fig. 5.14).

La toma en sifón, en el supuesto de que exista una toma por turbina (Fig. 5.15), no requiere compuerta, ni a la entrada de la toma ni a la de la turbina, lo que reduce el costo global en un 25% o un 40%. Por su disposición resulta también menos propensa a dejar entrar sedimentos. El tiempo de cierre, por descebado del sifón, es más corto que con compuertas - el descebado se completa en 25 o 30 segundos - faceta interesante si se prevee un embala-



miento de la turbina. La Foto 5.8 muestra una toma de sifón, construida sobre una presa existente, sin realizar trabajos importantes de obra civil. El sifón suele ser de acero, pero donde sea difícil adquirir este material, se puede construir en hormigón, revistiendo de acero solamente la zona de la coronación.

Las tomas de montaña (Fig. 5.16) constan de un canal, excavado transversalmente en el fondo del cauce y cubierto por una rejilla inclinada, con una pendiente más acusada que la de aquel. Las barras de la rejilla se orientan paralelamente a la corriente. La Foto 5.9 muestra este tipo de toma en un arroyo de montaña en Asturias. En Francia, EDF ha perfeccionado estas tomas, colocando las rejillas en voladizo (Fig 5.17), para evitar que se colmatten con los guijarros que generalmente arrastran los ríos de montaña para los que han sido concebidas.

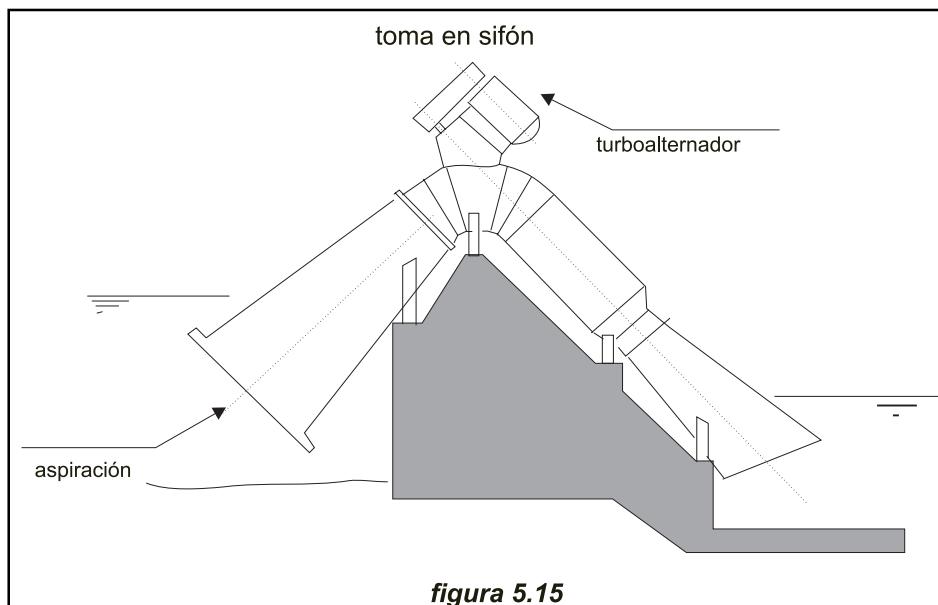


Foto 5.8

5.2.1.2 Ubicación de la toma de agua

Una vez decidido el tipo de toma de agua a utilizar hay que ubicarla correctamente en el curso de agua, para lo que habrá que tener en cuenta factores geotectónicos, tipo de residuos que arrastra el río, presencia o no de hielo (poco frecuente en nuestras latitudes), tipo de fauna piscícola etc.

La orientación de la entrada con respecto a la dirección de la corriente es crucial. De como esté orientada dependerá que se acumule o no la broza delante de la rejilla, lo que puede originar no pocas paradas y elevados costos de mantenimiento. Lo mejor ⁹, es disponer el eje de entrada a la toma, paralelo, o casi paralelo, al aliviadero (Fig. 5.1) para que en las crecidas, la corriente arrastre la broza sobre éste. La toma de agua no debe ubicarse en una zona muerta, alejada del aliviadero, porque las corrientes parásitas propias de esas zonas, harán circular la broza y la dejarán delante de la reja. Si por alguna razón, la entrada a la toma tiene que disponerse paralela al aliviadero, es preferible ubicarla cerca del mismo, a fin de que el operario pueda empujar la basura con un rastillo para

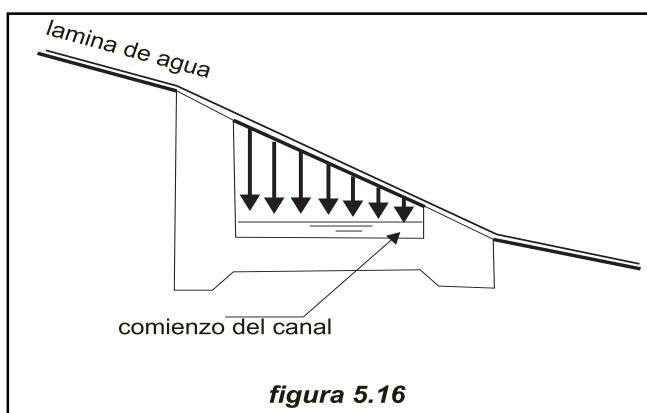
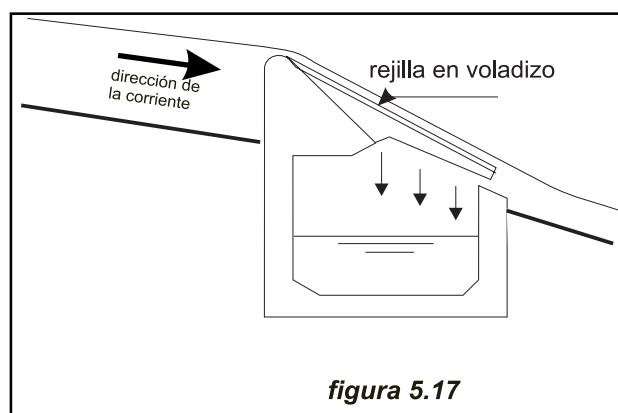
**figura 5.16****figura 5.17**

Foto 5.9

que sea arrastrada por la corriente (Foto 5.10, tomada en una época en que, por escasez de agua, no se producían vertidos y toda el agua iba a la central). Es el mismo aliviadero mostrado en la foto 5.1, pero visto desde el lado de la salida. En la citada fotografía si se producían vertidos.

La toma de agua debe incorporar una rejilla para impedir la entrada de broza, una compuerta para poder aislar las estructuras situadas aguas abajo, una balsa de decantación para eliminar los sedimentos y un aliviadero para verter el exceso de agua si lo hubiera. Los aliviaderos han sido analizados en detalle en la

Foto 5.10

sección 5.1.3. El resto de los componentes, que deben ser fiables, y simples de operar y mantener, se detallan más adelante..

5.2.2 Cámara de carga

La cámara de carga no es más que una variante de la toma de agua convencional, ubicada al final del canal hidráulico, aunque en algunos casos puede coincidir con la toma de agua en el cauce del río. Su diseño, al tener que alimentar directamente la tubería forzada, es más critico que el de las tomas de agua convencionales, para las que en todo caso son validos los criterios que aquí se exponen.

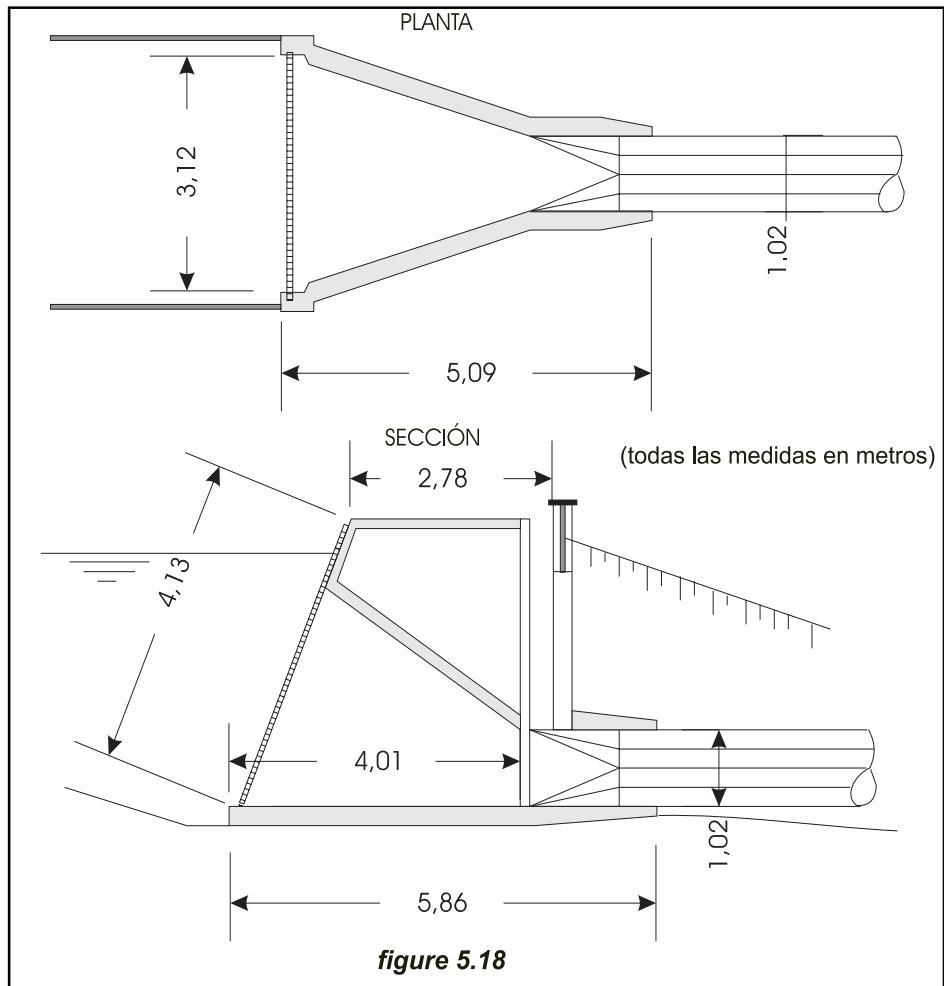
En los pequeños aprovechamientos, aun en aquellos con gran altura de salto, la tubería forzada suele salir de la cámara de carga en horizontal para, mediante un codo de transición seguir luego la pendiente. Solo en las tomas de agua de las centrales de bombeo, o en las pocas ocasiones en las que el agua se toma de un lago natural, la tubería sale en vertical. El diseño de la toma varía según se trate de aprovechamientos de baja o de alta caída. En los primeros, el diseño hidráulico tiene mayor importancia, ya que la pérdida de carga relativa es mucho más elevada que en los aprovechamientos con un salto grande. En estos últimos podría no estar justificado el aumento de costo necesario para disminuir las pérdidas de carga, que en relación con la altura total del salto serán de poca importancia.

En una cámara de carga hay que diferenciar los siguientes componentes:

- el perfil aguas arriba de la compuerta, tanto en lo que se refiere a las paredes laterales, como a la solera y al techo
- La transición de una sección rectangular, en la rejilla, a otra circular en la tubería forzada.
- los equipos mecánicos: rejillas y compuertas
- el conducto de ventilación

El perfil de transición influencia decisivamente la eficacia de la cámara. La velocidad de corriente a lo largo de la misma varía entre los 0,8- 1,0 m/seg, a la entrada de la rejilla, hasta los 3-5 m/seg, en la tubería forzada. Un buen perfil es el que acelera uniformemente la corriente. Una aceleración o deceleración brusca da lugar a pérdidas de carga adicionales y a la separación de la vena de agua. Para que las pérdidas de carga sean mínimas hay que modificar gradualmente la sección, lo que da lugar a cámaras largas y consecuentemente caras. Por eso hay que balanciar, mediante análisis beneficio/costo, la disminución de las pérdidas de carga y el aumento de los costos inherentes a una mayor sofisticación. En el diseño, el diámetro de la tubería viene fijado por el proyectista y la sección en el porta-rejilla, por la velocidad de aproximación a la misma, que se mueve entre ciertos límites.

El departamento de investigación de "Energy, Mines and Resources" de Canada¹⁰, ha estudiado como influye la longitud de la cámara y el aumento de sofisticación del perfil en la disminución de las pérdidas de carga, para concluir que los beneficios no compensan el aumento de los costos. Los análisis costo/beneficio conducen al diseño de una cámara compacta - no parece que la longitud de la toma sea el factor que más decisivamente contribuya en la determinación del coeficiente de pérdidas de carga - con zonas de transición compuestas por uno o dos planos tal y como muestra la figura 5.18 (alternativa 2 del estudio). Este perfil dio



un coeficiente K de pérdida de carga de 0,19, en la zona de transición. La pérdida de carga en esta cámara, siendo v la velocidad de corriente en la tubería (m/seg), viene dada en metros por:

$$\Delta H = 0,19v^2/2g \quad (5.1)$$

No es condición suficiente que la pérdida de carga sea baja. Hay que tener presente que el cambio de una sección prismática, en la rejilla, a otra circular, en la tubería forzada, puede producir vórtices, que afectan al funcionamiento de las turbinas, particularmente a las de hélice y a las de configuración en pozo. Los vórtices efectivamente dan lugar a:

- Desigualdades en la distribución de la corriente
- Introducción de aire en el circuito, creando condiciones desfavorables para la turbina: vibraciones, cavitación, desequilibrio de esfuerzos, etc.
- Aumento de las pérdidas de carga
- Arrastre de broza hacia la tubería

Los criterios para evitar la vorticidad no están bien definidos. Su formación está generalmente asociada con la orientación y la profundidad de la toma bajo el agua. Mientras más profunda esté la entrada a la tubería y cuanto mayor sea la

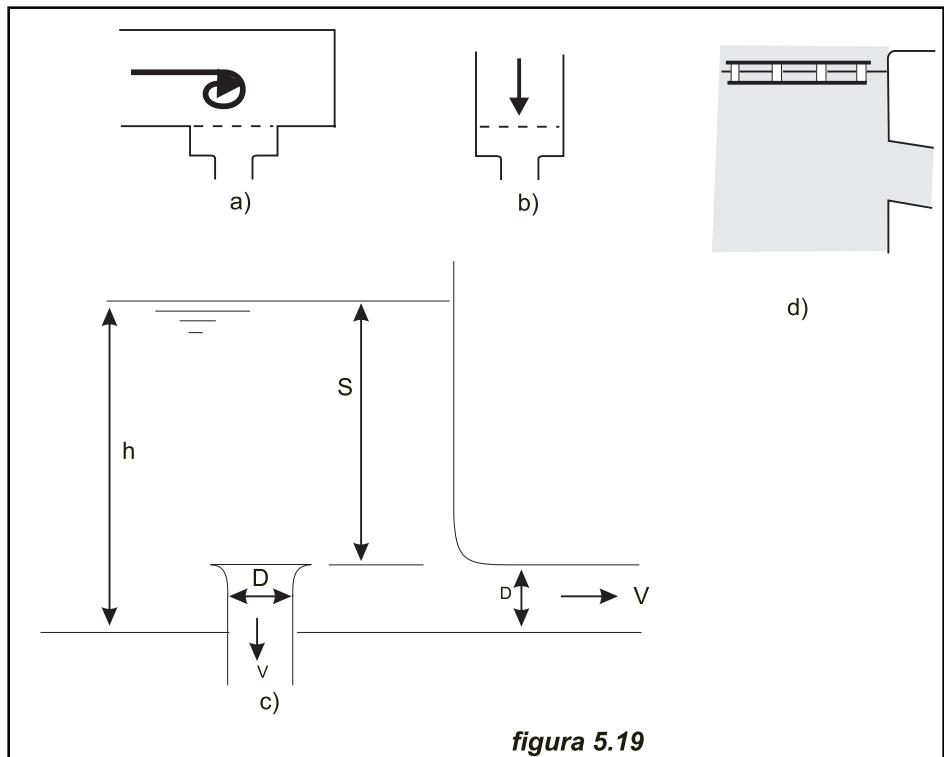


figura 5.19

simetría del flujo en la toma, menor será la posibilidad de que se formen. Una disposición asimétrica (figura 5.19 a) será más propicia a la formación de vórtices que una disposición simétrica como la de la figura 5.19 b.

Los trabajos llevados a cabo, por Gulliver, Rindels y Lindblom (1986), en los laboratorios hidráulicos de St. Anthony Falls sugieren que no es previsible que se formen vórtices, cuando (figura 5.20 c)

$$S > 0,7D \quad y \quad N_F = \frac{V}{\sqrt{gD}} < 0,5 \quad (5.2)$$

Si pese a todo, al poner en marcha la planta se observa formación de vórtices - cuando ya no se puede variar la inmersión de la tubería ni aumentar su diámetro - la situación se puede mejorar colocando una plataforma semi-flotante de madera por encima de la entrada tal y como indica la figura 5.19 d.

5.2.3 Equipos mecánicos en las tomas de agua

5.2.3.1 Dispositivos para limitar la entrada de broza

Para reducir la cantidad de broza que entra en la toma - una de las funciones importantes de la misma - hay que instalar una reja en la entrada, compuesta de uno o más paneles, fabricados con barras metálicas espaciadas a intervalos regulares. Si se prevé el acarreo frecuente de broza gruesa, es muy conveniente colocar delante de ella, una reja de gruesos, que facilitará el trabajo de los limpia rejillas mecánicos para eliminar la broza fina. Estas rejillas suelen tener un espacio

de 100 a 300 mm libre entre barrotes. Para facilitar su limpieza se recomienda utilizar rejillas con barrotes extraíbles, en las que, una vez evacuada la broza gruesa, basta que el operario suba cada uno de los barrotes, para que la broza fina, adherida a los mismos caiga al agua y sea arrastrada hacia la rejilla de finos.

En ríos que llevan mucha broza suelen emplearse, como complemento de la rejilla y antes de la entrada a la toma, una barrera flotante (Foto 5.11) formada por elementos recubiertos de plástico (Foto 5.12), que intercepta tanto la que flota sobre el agua como la que circula por debajo de su superficie. Para que sea eficaz, la barrera debe estar bien montada, ya que por su forma, naturalmente curva, no se presta a la autolimpieza en épocas de crecida. La figura 5.20 muestra una barrera especialmente compleja, con un punto de giro. Su papel de protector de la rejilla de entrada a las turbinas exigiría solo la parte izquierda de la barrera; con el resto se cierra el arco completo, para servir de barrera a los botes que naveguen por el río con riesgo de ser arrastrados sobre el aliviadero.

Las rejillas de finos se construyen con barras de acero inoxidable o plástico resistente. Como las barras de plástico se obtienen por moldeo, es fácil conseguir un perfil hidrodinámico, que da lugar a una menor pérdida de carga. El espacio libre entre barras puede variar desde 12 mm, exigidos por las turbinas Pelton en saltos de gran altura hasta los 150 mm que toleran las turbinas de hélice. En rejillas de grandes dimensiones y con gran altura de lámina de agua, conviene calcular la presión que el agua ejercería sobre la rejilla si se colmatase, y dimensionar los perfiles transversales de apoyo, para que el conjunto aguante la presión total, y los barrotes de la rejilla no sufran deformaciones permanentes.

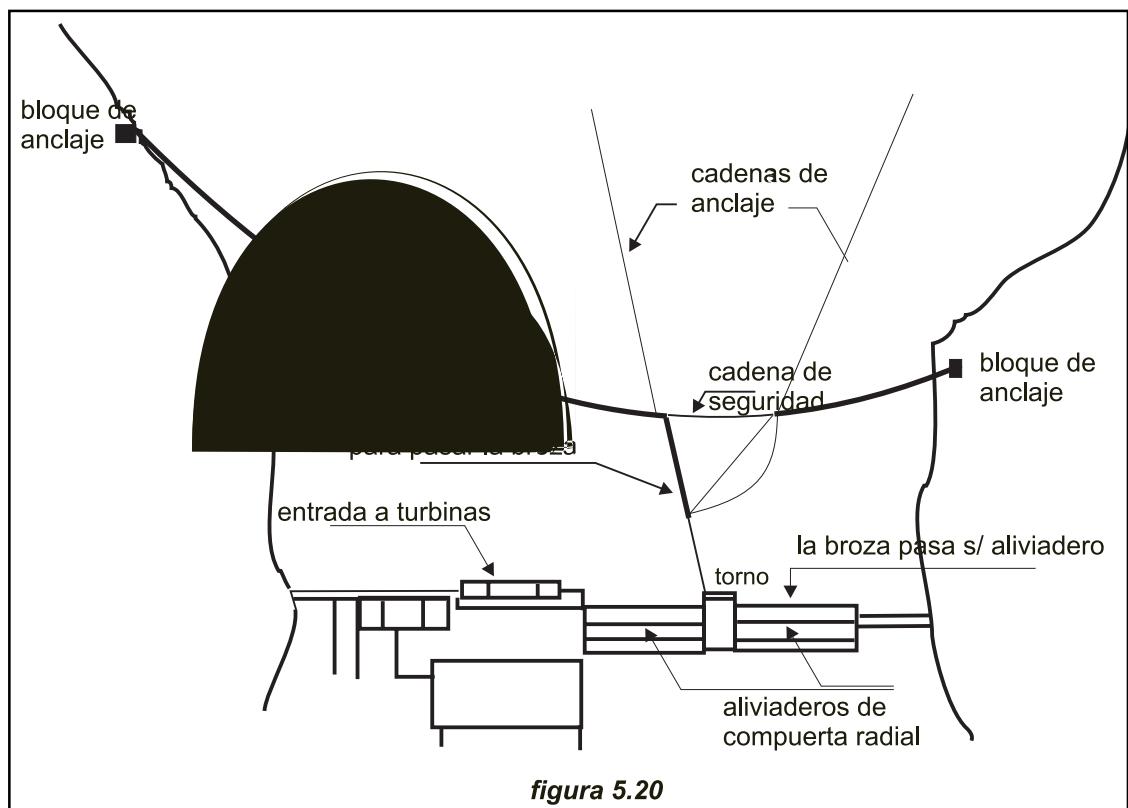


Foto 5.11

Una vez decidido cual será el caudal nominal, la reja y su entorno se dimensionarán de forma que la velocidad del agua (V_0), a su llegada, no sobrepase los 1,50 m/seg. ni sea inferior a los 0,60 m/seg. Para calcular la superficie total de la reja necesaria puede utilizarse la formula:

$$S = \frac{1}{K_1} \left(\frac{b+a}{a} \right) \frac{Q}{v_0} \frac{1}{\operatorname{sen}\alpha} \quad (5.3)$$

en la que:

Foto 5.12

S= superficie total de reja sumergida en condiciones normales

Q= caudal nominal

v_0 = velocidad del agua delante de la reja

b= anchura del barrote

a = espacio libre entre barrotes

K_1 = coeficiente para prever la colmatación parcial de la reja en condiciones normales de funcionamiento. Como orientación se dan los valores siguientes: para rejas sin limpia-rejas automático 0,20- 0,30. Para rejas con limpia-rejas automático y programador horario 0,4 - 0,6 y si se le añade un sensor de presión diferencial, 0,80 - 0,85.

α = ángulo que forman los barrotes de la reja con la horizontal de la solera. Para cámaras de carga el ángulo es del orden de los 60°. En las tomas de embalse, en cambio, las rejas suelen ser totalmente verticales ($\alpha=90^\circ$)

En aprovechamientos con muy poca altura de salto, la rejilla de la toma de agua resulta ser, en muchos casos, la principal causa de pérdida de potencia. Una de las fórmulas empíricas utilizadas para calcular la pérdida de carga ocasionada por el paso del agua a través de una reja, la de Kirschmer, es válida solo en el caso de que la corriente sea perpendicular a la misma. En otro caso, la pérdida de carga aumenta progresivamente con el ángulo de inclinación, pudiendo alcanzar hasta 18 veces el valor calculado por dicha fórmula. La pérdida de carga en la ecuación de Kirschmer es:

$$h_\beta = K_2 \left(\frac{b}{a} \right)^{4/3} \frac{v_0}{2g} \operatorname{sen} \alpha \quad (5.4)$$

en la que h_β = pérdida de carga en la reja medida en m de columna de agua

K_2 = coeficiente de forma que depende de la sección del barrote

g = aceleración de la gravedad, y

v_0 , b, a, y α son los parámetros descritos en la ecuación (5.3)

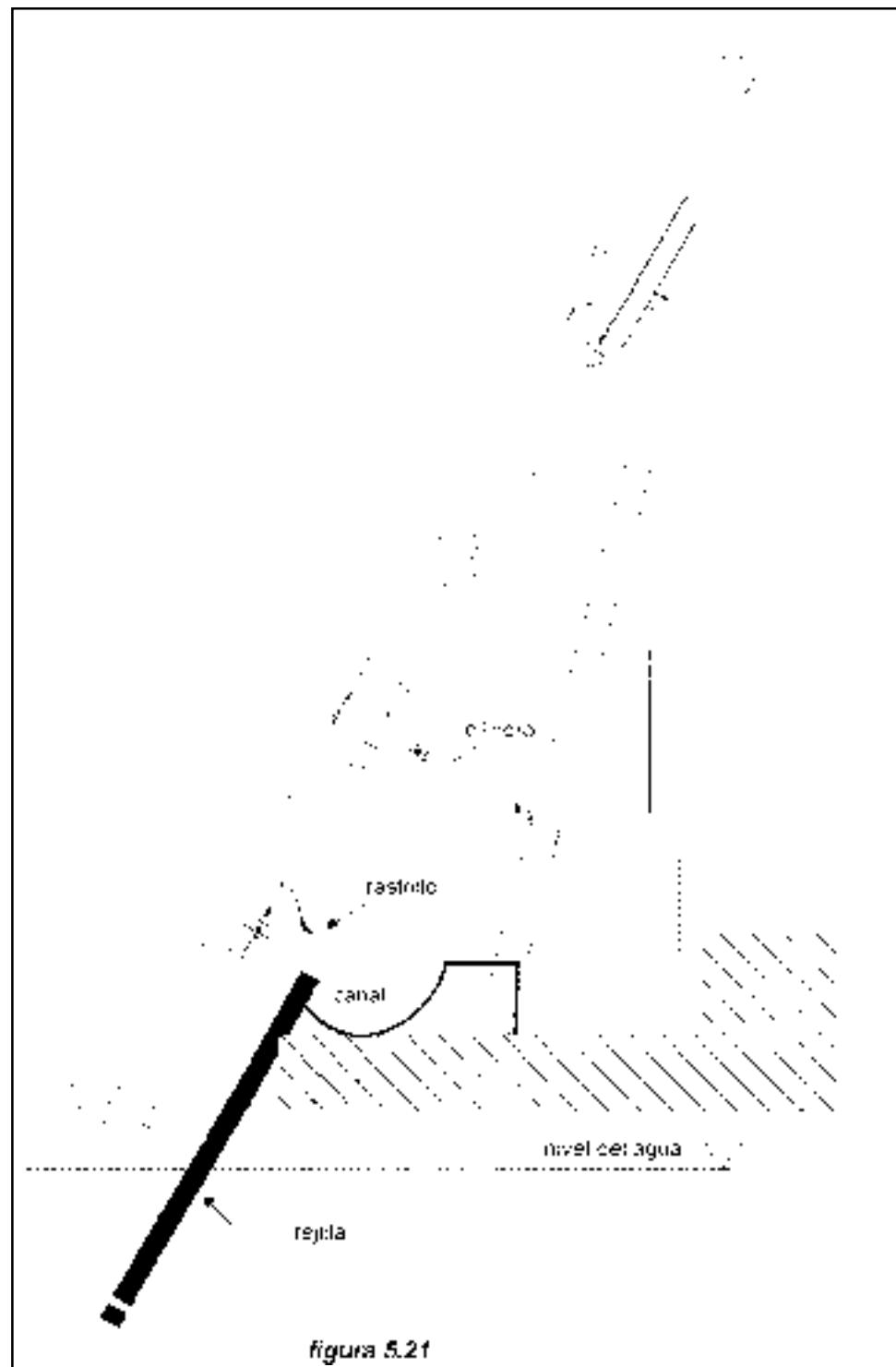
Para calcular la pérdida de carga adicional por inclinación de la corriente, se puede hacer uso de la expresión:

$$h_\beta = \frac{v_0^2}{2g} \operatorname{sen} \beta \quad (5.5)$$

en la que h_β también vendrá expresada en metros de columna de agua, β , ángulo de la corriente con respecto a la perpendicular a la rejilla (β máxima = 90°, cuando la rejilla está ubicada en la pared del canal), y los parámetros V_0 y g son los utilizados en la fórmula anterior. La pérdida de carga total será la suma de ambas. Cuando no se pueda evitar que la corriente incida sobre la rejilla con un ángulo agudo, es preferible utilizar barras de sección circular cuya resistencia hidráulica no aumenta con la inclinación de la corriente. En general es preferible tomar precauciones que eviten la colmatación de la reja ya que, por parcial y mínima que sea, siempre dará lugar a una pérdida de carga muy superior a la producida por el paso del agua entre las barras.

Los limpia-rejas automáticos, si están bien diseñados y mantenidos, eliminan el peligro de colmatación. Una de las ejecuciones típicas de limpia-rejas automático es el modelo de accionamiento oleo-hidráulico con conjunto móvil y rastrillo

basculante (Fig.5.21), cuya secuencia comienza separando el rastrillo de la reja, prosigue haciéndole descender, separado de la misma hasta el fondo, para luego aproximararlo suavemente hasta que llegue a tocar los barrotes, sobre los que posteriormente deslizará mediante una regleta de poliamida, de la que solo so-



bresalen las púas que quedan alojadas en los huecos libres entre barrotes. Durante el movimiento de subida, el rastrillo arrastra la broza para depositarla en un canalillo de evacuación o, eventualmente, en una cinta transportadora. Como puede verse en la figura, el conjunto móvil está accionado, tanto en su movimiento ascendente como en el descendente, por un largo cilindro oleo-hidráulico de doble efecto. Un cilindro más corto separa, en la primera parte de la secuencia, el conjunto de la reja. Todo el dispositivo está articulado en un robusto bastidor fijo, que soporta y presiona a la vez la reja propiamente dicha y la parte móvil del limpia-rejas y que sirve, adicionalmente, para alojar el armario eléctrico y el equipo oleo-hidráulico.

Como es lógico estos equipos van dotados de los dispositivos de maniobra y de seguridad necesarios para su correcto funcionamiento. En su versión base, el equipo dispone de un programador horario que permite regular la frecuencia de actuación automática del limpia-rejas. A este programador se añade, frecuentemente, un equipo de detección diferencial de nivel de agua, antes y después de la reja, que indica el grado de colmatación de la misma. Este equipo, cuya sensibilidad es regulable para adaptarlo a las peculiaridades de rizado superficial del agua en cada cámara de carga, pone en marcha el limpia-rejas cuando la diferencia de nivel alcanza un valor predeterminado. Si la cantidad de broza que entra en la toma es escasa, la reja no llegará a colmatarse durante el intervalo programado de reposo y el limpia-rejas solo actuará en los intervalos predeterminados por el programador horario sin que intervenga el sensor diferencial.

Foto 5.13



La figura 5.22 muestra esquemáticamente un limpiarejas tipo de cadena con dedos limpiadores que deslizan por entre dos barras consecutivas. El accionamiento de la rueda motriz superior, que acciona las cadenas, es hidráulico. La broza es expulsada en el tramo superior al girar los dedos y cae sobre un transportador de cinta horizontal que lo traslada a un punto de carga de camiones situado en el borde de la toma de agua.

En rejillas de gran longitud, los limpia-rejas, además de tener los movimientos antes descritos, se desplazan lateralmente sobre unos carriles (Foto 5.13). Este modelo lleva un autómata programable que salva los tajamares que puedan existir entre los sucesivos vanos de la reja. Utilizando cilindros oleohidráulicos telescópicos de intervención escalonada, el rastrillo puede alcanzar profundidades de más de 10 metros, de forma que con estos equipos desplazables se pueden limpiar rejillas de gran superficie.

Ya se ha comentado más arriba la conveniencia de evacuar previamente la broza gruesa. En cuanto a la broza fina que extrae el limpia-rejas, lo más frecuente es que el rastrillo la haga caer a un canalillo de obra civil o chapa galvanizada, donde es arrastrada por una corriente de agua suministrada por una motobomba que actúa automáticamente, durante 30 - 40 segundos, al final de cada

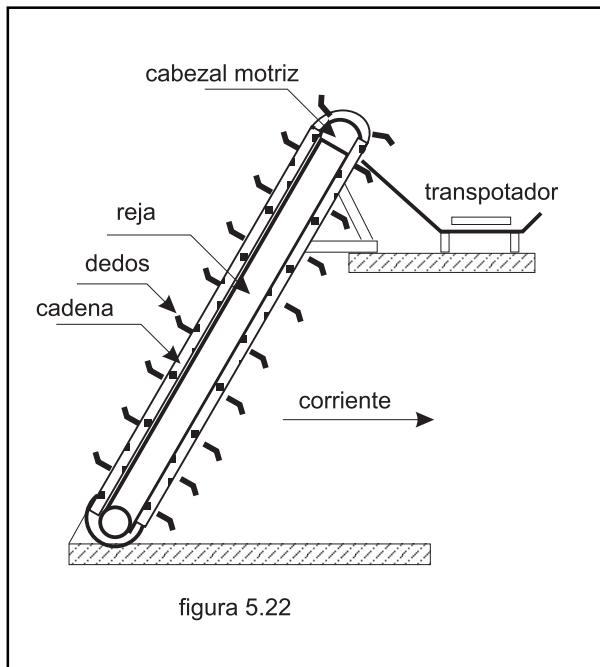


figura 5.22

ciclo de limpieza. Es importante subrayar que la broza se arrastra por flotación y no por empuje directo del chorro de agua, para lo que se necesitaría una bomba mucho más potente. El secreto radica en escoger la sección y pendiente idóneas del canalillo, en función del tipo de broza a evacuar y en la elección adecuada de la bomba. La pendiente del canalillo no debe superar, en la mayoría de los casos, el cinco par mil. La broza fina puede también evadirse mediante una cinta transportadora, sistema utilizado en todo caso cuando se necesita evacuar la broza a una cota superior a la de la plataforma de servicio. Sea cual sea el procedimiento elegido, la broza se recogerá en un contenedor que lo transportará finalmente a un vertedero.

En la figura 5.23 se representa un tipo de limpia-rejas muy particular, a la entrada de una toma en sifón, en el embalse de "Le Pouzin"¹¹. En un principio no se había previsto limpia-rejas automático porque la rejilla está muy próxima al aliviadero y se pensaba que la corriente arrastraría la broza en los períodos de crecida. Se suponía que las barras longitudinales de la rejilla facilitarían el deslizamiento de los cuerpos flotantes y las mismas rejas se habían proyectado para que pudiesen extraerse para su limpieza periódica por medio de una grúa móvil. No obstante, se observó que la rejilla se colmataba con demasiada frecuencia, dificultando la marcha de la central, por lo que se proyectó este limpia-rejas de movimiento horizontal, que comienza a limpiar por el extremo situado aguas arriba y termina en el extremo de aguas abajo, a fin de que la corriente del aliviadero contribuya a su limpieza. El limpia reja se desplaza mediante un carro automotor que transporta el brazo del rastrillo, y un tornillo sin fin que acciona el movimiento de acercamiento y separación de este último.

5.2.3.2 Control de los sedimentos

La entrada de sedimentos en la toma de agua, dificulta su operación al tener que esclusarlos periódicamente. La toma, para evitar que entren sedimentos, debe ubicarse en el tramo del río más favorable, y dentro de lo posible, sobre un fondo de rocas poco erosionables. Un fondo rocoso encarece los trabajos de excavación pero disminuye los costes de mantenimiento. La figura 5.24 muestra una disposición de toma de agua con solera levantada, diseñada expresamente para dificultar la entrada de sedimentos. Tampoco hay que menospreciar la posibilidad de que, mediante una correcta gestión del aliviadero, el río arrastre los sedimentos que puedan depositarse frente a la toma. En todo caso, si se prevé que puede entrar en la toma un volumen importante de sedimentos, habrá que construir, después de la rejilla, una balsa de sedimentación, dimensionandola para que precipiten todas las partículas de más de 0,2 mm. Esta balsa es absoluta-

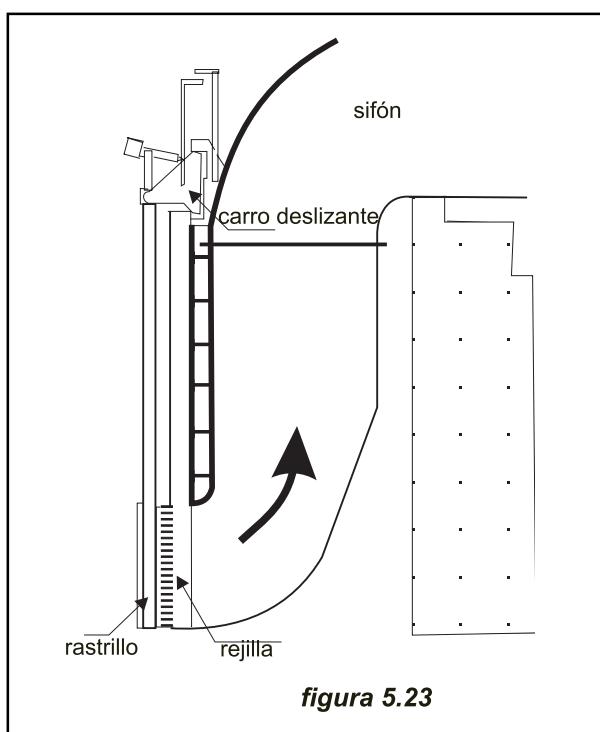
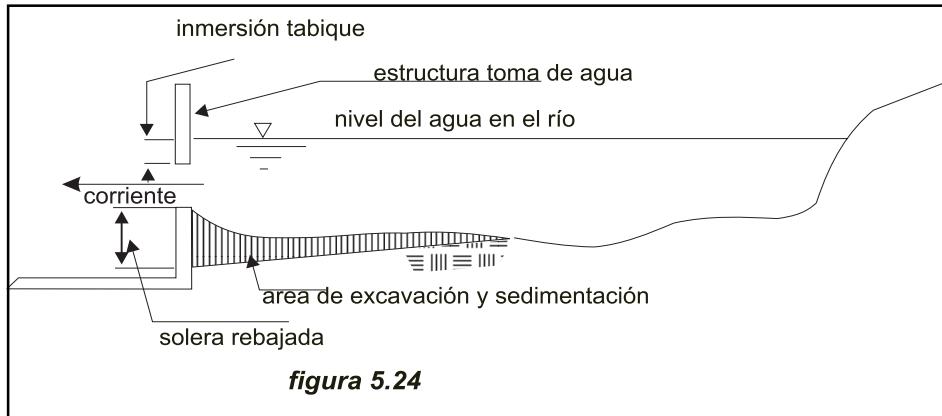


figura 5.23



mente necesaria en saltos equipados con turbinas Pelton, donde la presencia de arenilla acorta la vida de las cazoletas. La figura 5.25 muestra un ejemplo de balsa de sedimentación bien diseñada.

Recientemente han aparecido en el mercado varios dispositivos destinados a automatizar el esclusado de los sedimentos y a minimizar el tiempo de esclusado. Uno de ellos, el SSSS (Serpent Sediment Sluicing System), ha sido descrito en detalle en el número 9 - primavera verano 1993 - de ESHA Info.

5.2.3.3 Compuertas y válvulas

En todo pequeño aprovechamiento hidroeléctrico es necesario poder aislar determinadas estructuras para proceder a su mantenimiento o reparación, cortar el paso del agua a la turbina para evitar que se embale cuando se desconecta bruscamente el generador, e incluso para regular la cantidad de agua que entra a las turbinas, cuando estas no disponen de distribuidor variable. Para conseguir

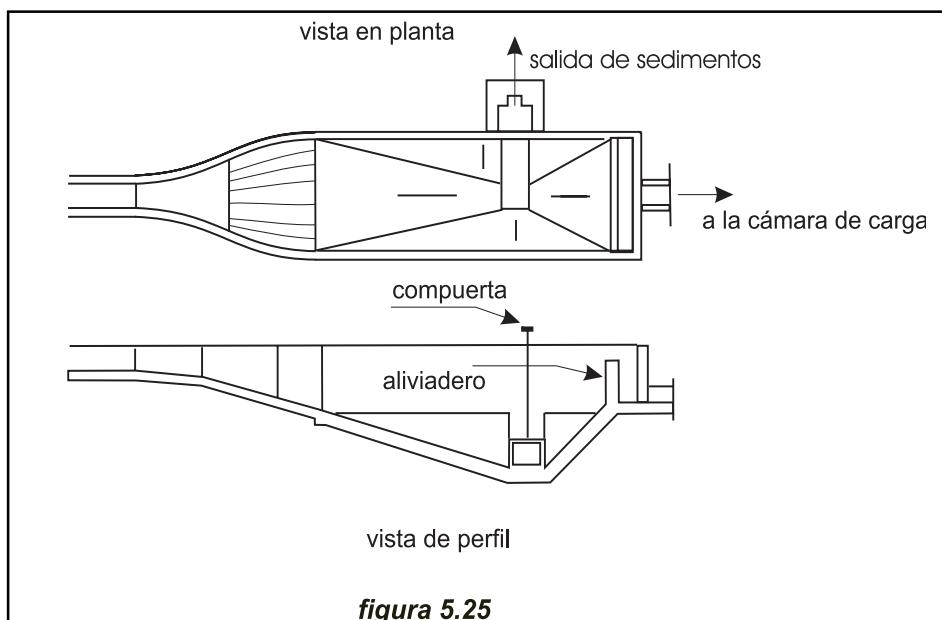
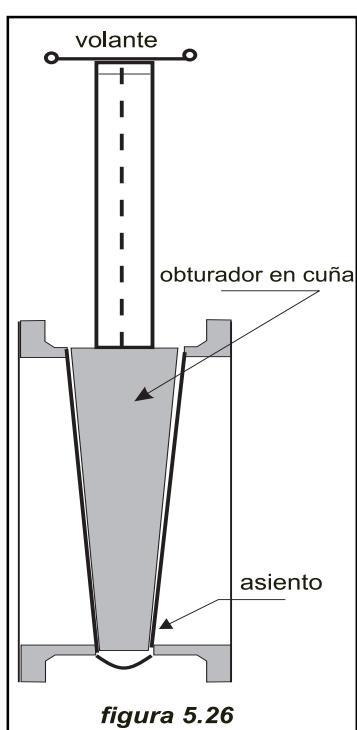


Foto 5.14

esos objetivos existen en el mercado diferentes modelos de compuertas y válvulas, entre las que cabe destacar los siguientes:

- Compuertas temporales construidas con tableros de madera
- Válvulas de compuerta
- Válvulas de mariposa
- Válvulas esféricas
- Compuertas radiales
- Válvulas de retención



Para desaguar un conducto de baja presión, se puede habilitar una compuerta, deslizando unos tablones de madera, por unas guías verticales alojadas en un bloque de hormigón. La solución es económica pero es difícil que el cierre resulte totalmente estanco. Si se quiere impedir verdaderamente que pase el agua, se recomienda colocar en serie dos de estas compuertas, separándolas entre sí unos 15 cm, y llenar el espacio intermedio con arcilla.

Lo normal cuando se quiere cortar el paso del agua en un conducto de baja presión, es emplear una válvula de compuerta con obturador, que podrá ser de hierro fundido, cuando la sección a cerrar no sobrepase los dos metros cuadrados, o de acero soldado si la sobrepasa. En una válvula de este tipo, el obturador se desplaza, entre dos guías, en el interior de la válvula. Si la presión es elevada, las fuerzas de fricción entre placa y guías es enorme, y la válvula se mueve con dificultad. Para facilitar la operación el obturador se diseña en forma de cuña para que, inmediatamente después de iniciada la apertura, pierda el contacto con las guías y desaparezca la fricción (Fig 5.26). En válvulas grandes sin embargo, los obturadores de caras paralelas son más fáciles de mecanizar y ajustar que los de cuña. En este caso, antes de abrirla, se recomienda accionar otra pequeña válvula que, mediante un conducto secundario, pone en comunicación las dos caras del obturador y reduce la diferencia de presión. Estas vál-



Foto 5.15

vulas se emplean frecuentemente en las estructuras de toma de agua para, dejar en seco el canal de derivación y, eventualmente, la tubería forzada. Estas compuertas no son en general completamente estancas pero si se quiere que lo sean, el obturador se complementa con un perfil extruido, que puede ser de goma natural, o de material sintético (estiro-butadieno o clorofeno¹²).

Las compuertas si son pequeñas se manejan a mano mediante un volante, pero si son grandes habrá que utilizar un cabrestante motorizado (Foto 5.14) o un cilindro hidráulico (Foto 5.15)

En grupos de poco caudal, para cerrar e incluso regular el paso de agua, se suele instalar al final de la tubería forzada, una válvula de mariposa, en el que el órgano de cierre es un disco de sección lenticular montado sobre un eje (Fig. 5.27). Como cada semi-disco está sometido a igual presión, la válvula resulta fácil de manejar. En la foto 5.16 se muestra una válvula de mariposa de gran tamaño, en curso de montaje. Estas válvulas cuando se emplean para regular el caudal tienen una eficiencia muy baja, sobre todo con velocidades muy elevadas de corriente, ya que el disco permanece siempre dentro del flujo. Aunque existen ejemplos de accionamiento manual, la mayoría de estas válvulas disponen de accionamiento hidráulico, y de un contrapeso que cierra el paso del agua a la turbina en caso de emergencia. En la foto 5.17 se ve una válvula de mariposa, con accionamiento hidráulico, contrapeso y sistema auxiliar de apertura, instalada en una turbina Francis de pequeña potencia. Los mayores avances se han conseguido recientemente en el diseño de los cierres.

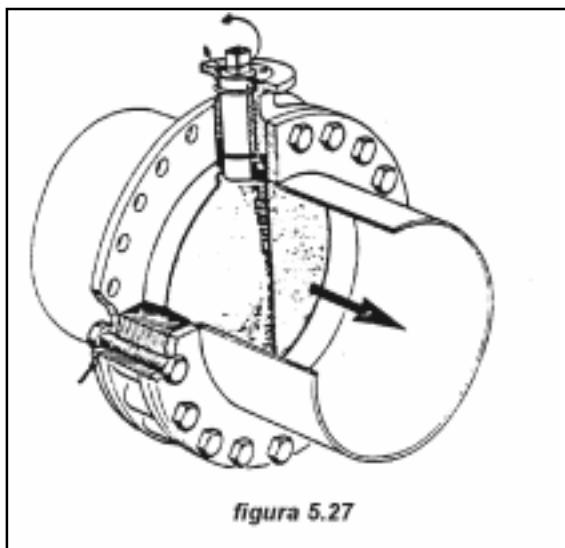


figura 5.27

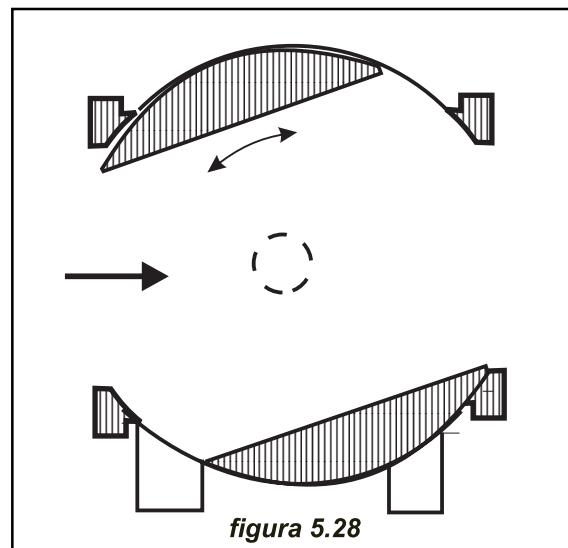
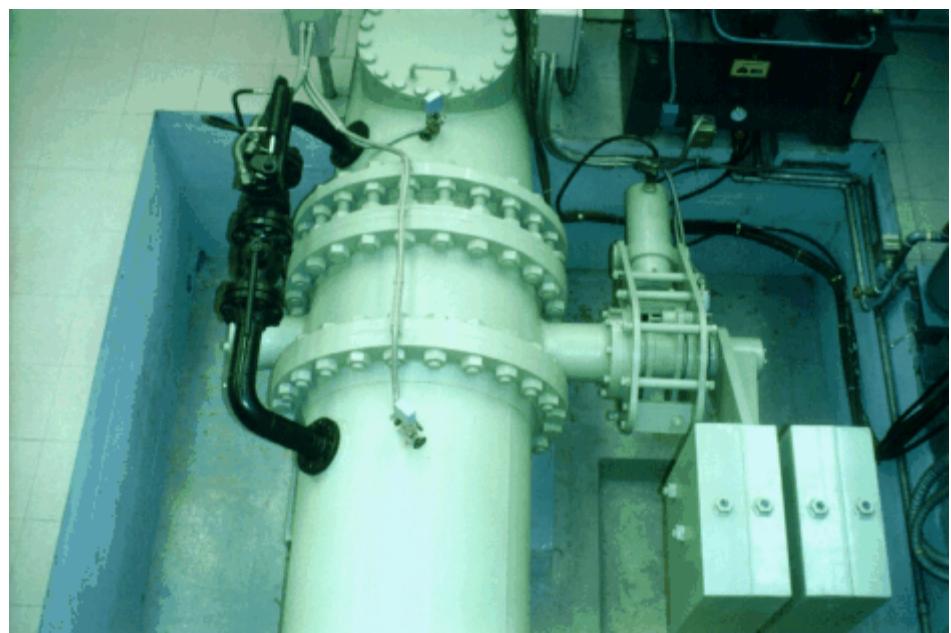


figura 5.28

Foto 5.16

Las válvulas esféricas (Fig 5.28) dan lugar a menor pérdida de carga que las anteriores y por eso se utilizan con frecuencia, sobre todo en aprovechamientos de gran altura de salto, pese a ser más caras.

La compuerta radial, de concepción y uso completamente diferente, permite variar, entre ciertos límites, la altura de la lámina de agua en la toma al regular el paso del agua entre el borde inferior del sector y la coronación del aliviadero. La figura 5.29 muestra esquemáticamente una compuerta radial montada entre dos pilares del aliviadero, en uno de los cuales, en curso de construcción cuando se

Foto 5.17

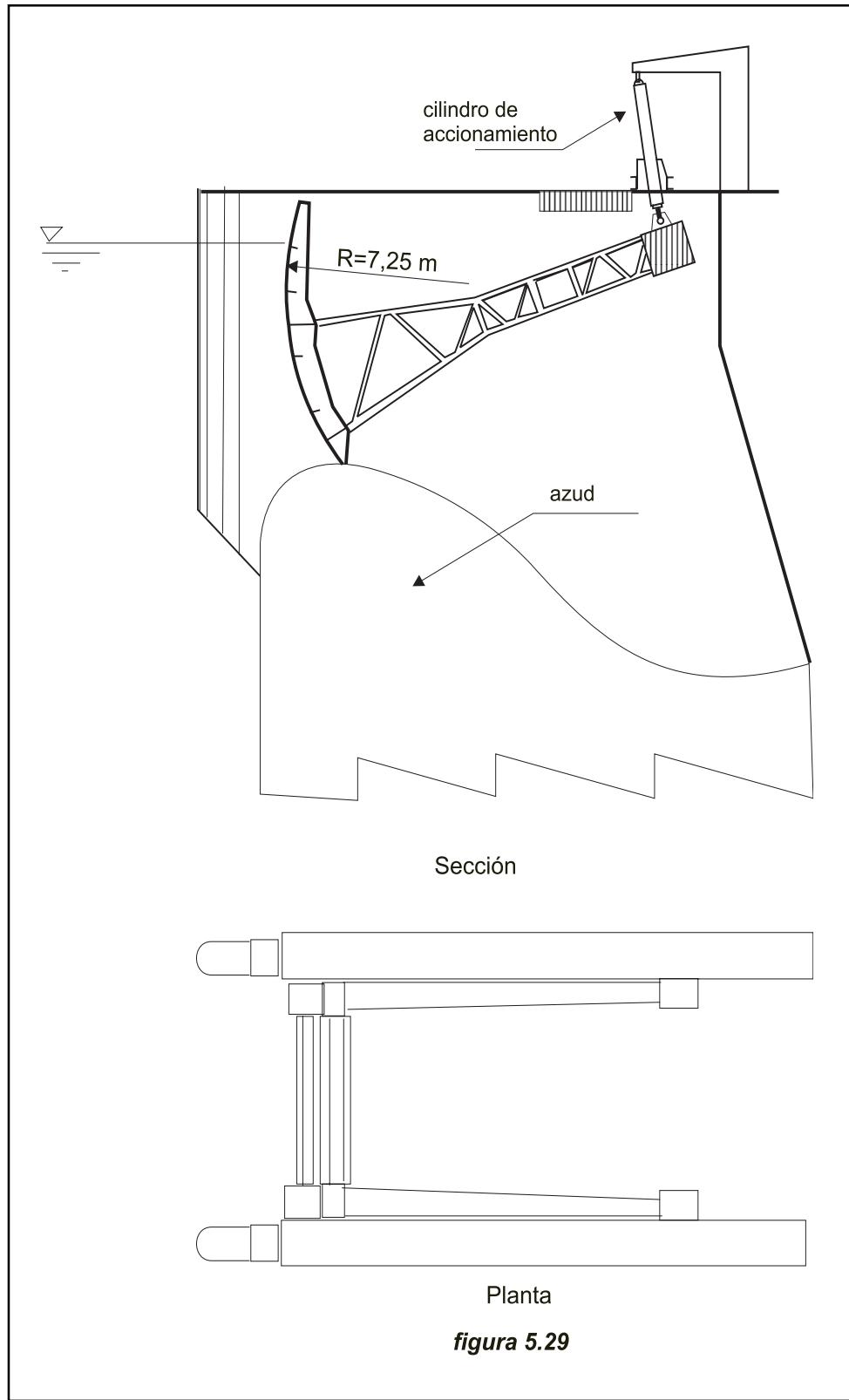


figura 5.29

Foto 5.18

tomó la fotografía 5.18 puede verse el alojamiento del sector. Estas compuertas son fáciles de operar, relativamente económicas y muy efectivas cuando se quiere regular el nivel de la lámina de agua. La cara curva de la compuerta, en contacto con el agua es concéntrica con el eje, que gira sobre unos cojinetes esféricos anclados en el bloque de hormigón. La presión hidrostática pasa por lo tanto por dicho eje, lo que facilita su movimiento de giro. El sector gira accionado por un cilindro hidráulico como muestra la figura 5.29 o mediante un torno preferiblemente de accionamiento igualmente hidráulico.

Las pérdidas de carga en válvulas y compuertas son siempre muy elevadas. Para más información véase la Sección 2.2.4 del Capítulo 2.

5.2.4 Canales abiertos

El caudal que transita por un canal es función de su sección transversal, su pendiente y su rugosidad. Los cursos de agua, son canales naturales de sección y rugosidad variables, tanto en el tiempo como en el espacio, por lo que la aplicación a los mismos de las leyes de la hidráulica teórica resulta muy arriesgada. Por el contrario, en los canales artificiales de perfil prismático, cuyos parámetros están bien definidos, los resultados teóricos concuerdan aceptablemente con la realidad. En la Tabla 2.4 del Capítulo 2 se definen las propiedades geométricas fundamentales de diversos secciones de canal.

El régimen de corriente en un canal diseñado con fines hidroeléctricos, es siempre turbulento, por lo que puede aplicarse, sin dificultad, la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3}S^{1/2}}{n P^{2/3}} \quad (5.6)$$

en la que n -coeficiente de Manning- figura en la tabla 5.1 y S el gradiente hidráulico, que suele reemplazarse por la pendiente del fondo del canal. Alternativamente

$$S = \left(\frac{Qn P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (5.7)$$

Tabla 5.1
Valores típicos del coeficiente n de Mannings

Revestimiento del canal	Valor de n
madera limpia	0,011-0,012
madera con algas y musgo	0,015-0,017
de hormigón bien terminado	0,012-0,015
de hormigón gunitado	0,003-0,014
de tierra recto y limpio	0,022
como el anterior pero con hierbas	0,025-0,030
con mampostería suelta	0,020-0,025
revestido con asfalto	0,014-0,016

De la ecuación de Manning se deduce que la capacidad de transporte de un canal aumenta con el radio hidráulico o con la disminución del perímetro mojado, por lo que desde el punto de vista hidráulico, existe una forma óptima para cada perfil de canal. Desde el punto de vista teórico, la sección más eficiente es la semicircular, que es la que tiene el menor perímetro mojado pero un canal semicircular, a no ser que se empleen secciones prefabricadas, es costoso de construir y difícil de conservar. Dentro de los canales trapezoidales, es el semihexágono el que puede transportar un mayor caudal por unidad de sección. La tabla 5.2 especifica, para canales de sección transversal, el perfil óptimo así como el valor de los parámetros que lo identifican.

Tabla 5.2

Sección transversal	Área	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Ancho superficial	Tirante hidráulico
	A	P	R	T	D
Trapezoidal: medio exágono	$1,73 y^2$	$3,46 y$	$0,500 y$	$2,31 y$	$0,750 y$
Rectángulo: medio cuadrado	$2 y^2$	$4 y$	$0,500 y$	$2 y$	y
Triángulo: medio cuadrado	y^2	$2,83 y$	$0,354 y$	$2 y$	$0,500 y$
Semicírculo	$0,5 \pi y^2$	πy	$0,500 y$	$2 y$	$0,250 \pi y$

Es preciso señalar que la sección más eficiente desde el punto de vista hidráulico, no tiene que ser necesariamente la más económica. La sección hidráulica óptima minimiza el área requerida para transportar un caudal dado, pero a veces, el área de excavación necesario para conseguir esa sección es considerablemente mayor. Por otra parte, sobre todo en canales de tierra no revestidos, la construcción de un canal de sección óptima puede no ser factible, a la vista de los materiales disponibles.

En los grandes aprovechamientos y en algunos de los pequeños, sobre todo los situados en valles, en los que los canales deben transportar un gran volumen de agua, estos se construyen siguiendo el perfil de la figura 5.30. De acuerdo con este perfil, las tierras procedentes de excavar la sección trapezoidal se utilizan para recrecer las orillas, no solo hasta la altura prevista "d" sino sobrepasándola, y creando lo que los anglosajones llaman "libre bordo", o altura de seguridad para hacer frente a las crecidas producidas por el cierre brusco de la compuerta en la cámara de carga, el oleaje creado por el viento o las aguas recogidas por el propio canal en épocas de fuertes lluvias.

Estos canales, aunque económicos en su construcción, son difíciles de conservar, sobre todo por los problemas que plantea la erosión y la formación de algas. La velocidad de corriente debe de ser lo suficientemente elevada como para que no sedimente el material arrastrado y no crezca vegetación, pero no tanto que llegue a erosionar las orillas, sobre todo cuando el canal no está revestido. La velocidad debe de superar los 0,6-0,9 m/s para impedir que se deposite la arena ; para evitar que se desarrollen algas, si el canal es de tierra y la temperatura ambiente oscila alrededor de los 20°C, hay que superar los 0,75 m/s. Si el canal no está revestido, la velocidad no puede pasar de 0,4-0,6 m/s, mientras que en un canal revestido con hormigón, la velocidad puede llegar a 10 m/s, si el agua que circula es limpia, o a 4 m/s si lleva arena o grava en suspensión. Estos valores en el mejor de los casos son estimaciones que solo pueden servir de guía.

La pendiente del talud varía dependiendo del terreno en el que se excava. Si el terreno es rocoso puede ser prácticamente vertical; si es de arcilla dura puede llegar a ser de 1/4:1, pero si es de tierra arenosa no se puede superar el 2:1.

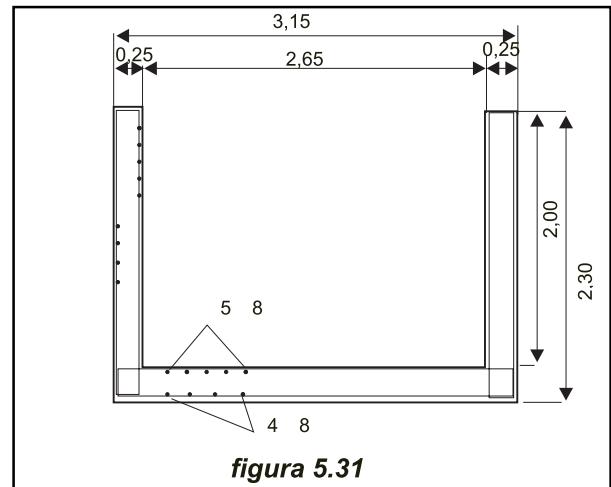
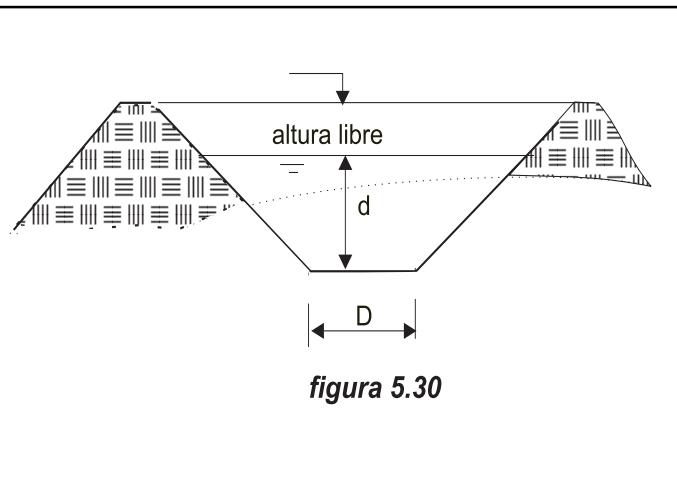


foto 5.19

Para evitar que el agua se desborde, es conveniente prever un margen de seguridad en la altura del canal. Ese margen será de 10 cm en canales revestidos, y como mínimo de 30 cm (o un tercio de la altura), en canales sin revestir.

En pequeños aprovechamientos de montaña solo se utilizan canales revestidos, o más frecuentemente aun, canales construidos en hormigón armado. Dadas las exigencias medioambientales que con frecuencia obligan a cubrir los canales, estos se construyen de sección transversal rectangular, para disminuir la luz de las losas que los recubren. La foto 5.19 muestra un canal de hormigón armado con una sección como la representada en la figura 5.31, en curso de construcción, antes de ser tapado y restaurado. Para evitar fugas de agua a través de las fisuras del hormigón, se recomienda utilizar geotextiles que garanticen su estanqueidad. Ya se explicó en el capítulo 4 como, cuando el terreno en el que se apoya es poco consistente, o la pendiente del terreno es abrupta, las fugas de agua en el canal pueden provocar en poco tiempo, la ruina del mismo.

Como muestran los ejemplos siguientes, una vez se ha escogido la sección del canal, resulta fácil calcular el caudal que puede transportar.

Ejemplo 5.1

En un canal trapezoidal revestido de hormigón, con un ancho de 1,5 m en el fondo, un talud de 0,5:1.0 y una pendiente de 0,001, calcular el gasto normal para un tirante de agua de 1m.

De acuerdo con la tabla 5.2, $n = 0,015$

De acuerdo con la tabla 2.4, para $b=1,5$ $z=0,5$ y $y=1$

$$A = (1,5 + 0,5 \times 1) \times 1 = 2 \text{ m}^2 ; P = 1,5 + 2 \times 1 \times \sqrt{1 + 0,5^2} = 3,736 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación (5.6) para $A=2$ y $P=3.736$

$$Q = \frac{1}{0,015} \times \frac{2^{5/3}}{(3,736)^{2/3}} \times (0,001)^{1/2} = 2,78 \text{ m}^2$$

Ejemplo 5.2

Determinar la pendiente de un canal, revestido en cemento y con terminación lisa, teniendo en cuenta que el ancho en la base es de 2 m, la profundidad del agua 1,2 m, y que las orillas tienen una inclinación 1v:2h, para que pueda transportar un caudal de $17,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Aplicando las ecuaciones de la tabla 2.4 y la ecuación 5.6

$$S = \left(\frac{17,5 \times 0,011}{5,28 \times (0,717)^{2/3}} \right)^2 = 0,002$$

Los cálculos resultan más laboriosos cuando lo que se conoce es la sección del canal, su pendiente y el caudal que debe transportar y hay que calcular el tirante normal de agua. En este caso no es posible una solución directa de la ecuación 5.6 y el problema debe solucionarse mediante cálculos iterativos.

Ejemplo 5.3

En un canal trapezoidal, con un ancho de 3 m en la base, taludes de 1,5:1, una pendiente longitudinal de 0,0016 y un coeficiente n de 0,013, calcular el tirante normal de agua para un caudal de $21 \text{ m}^3/\text{seg}$

En este caso efectivamente puede escribirse

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,013 \times 21}{\sqrt{0,0016}} = 6,825$$

en donde el segundo término es una constante y el primero el factor de sección, función del perfil del canal y del tirante de agua.

$$A = (b + zy)y = (3 + 1,5y)y \quad P = b + 2y(1 + z^2)^{1/2} = 3 + 3,6y$$

Se calcula el factor de sección para diferentes valores de y , hasta encontrar uno para el que el factor de sección iguale - o se aproxime mucho - a 6,825. Así tendremos:

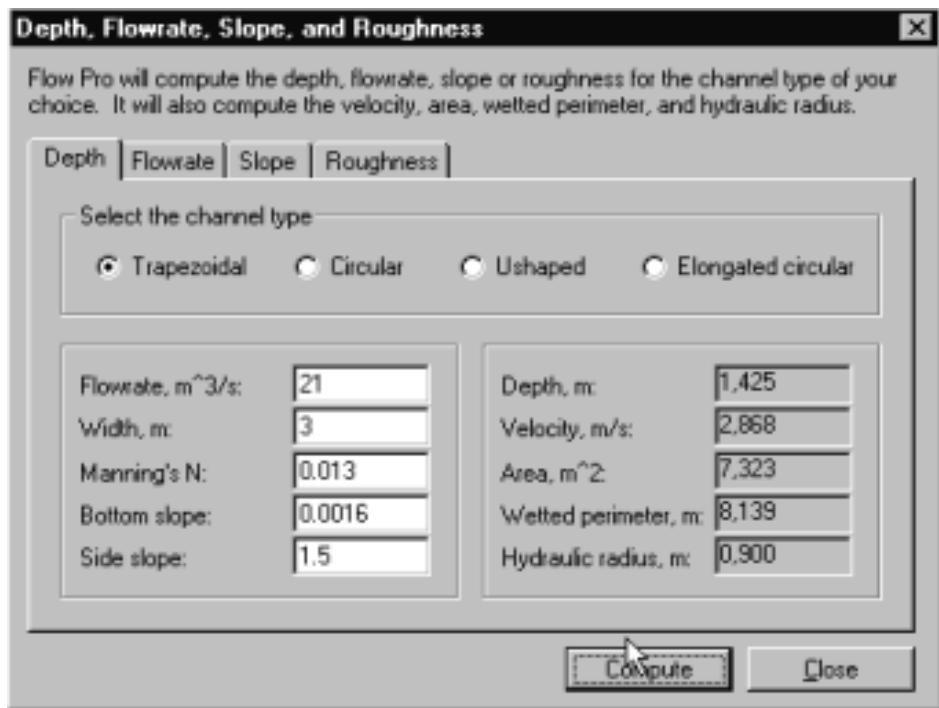
$$y = 1,5 \text{ m y se calcula } A = 7,875, R = 0,937, AR^{2/3} = 7,539$$

$$y = 1,4 \text{ m y se calcula } A = 7,140, R = 0,887, AR^{2/3} = 6,593$$

$$y = 1,43 \text{ m y se calcula } A = 7,357, R = 0,902, AR^{2/3} = 6,869$$

De acuerdo con los resultados mostrados más arriba, el tirante normal se sitúa ligeramente por debajo de 1,43 m.

Utilizando el paquete de software FlowPro 2.0 del que se habló en el capítulo 4 la respuesta hubiera sido instantánea como muestra la carátula en la que figuran los valores de los parámetros buscados, con una profundidad de 1,425 m.



El diseño de canales revestidos, o construidos de obra, constituye un proceso muy simple, para el que se recomienda seguir los pasos siguientes:

1. Estimar el valor del coeficiente n de acuerdo con la tabla 5. 1 y el material a utilizar
2. Calcular el factor de forma $AR^{2/3} = nQ / S$ sustituyendo en el segundo término los parámetros del perfil escogido
3. Si se requiere la sección hidráulica óptima, calcular los parámetros del canal con arreglo a la tabla V.2. En otro caso calcularlos con arreglo a la tabla 2.4
4. Verificar si la velocidad mínima permite evitar sedimentaciones o formación de algas. Verificar el número de Froude N_F para ver si se trata de un flujo subcrítico o supercrítico.
5. Determinar la altura adicional (libre bordo) requerida

Ejemplo 5.4

Diseñar un canal trapezoidal para un gasto de $11 \text{ m}^3/\text{seg}$. El canal estará revestido de cemento bien terminado y la pendiente será de 0,001.

Paso 1. Determinar el n de Manning:

De acuerdo con la tabla 5.2 $n = 0,015$

Paso 2. Calcular el factor de sección:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,015 \times 11}{\sqrt{0,001}} = 5,218$$

Paso 3 No se trata de obtener la sección hidráulica óptima. Suponiendo una

anchura de 6 m en el fondo del canal y un talud $z = 2$ hay que obtener, por iteración, el tirante de agua y_n , a semejanza de como se hizo en el ejemplo 5.3:

$$y_n = 0,87 \text{ m} \quad A = 6,734 \text{ m}^2$$

Paso 4 Verificar la velocidad

$$v = 11/6,734 = 1,63 \text{ m/seg}$$

esta velocidad impide el crecimiento vegetal y no deposita sedimentos O.K!
Verificar $N_F = v/gD = 0,617$ para confirmar que es un régimen subcrítico

Paso 5 altura del revestimiento sobre la lámina de agua

Las tablas del U.S. Bureau of Reclamation dan un valor de 0,37 m

Si se quiere evitar que el canal se desborde, poniendo en peligro su estabilidad, además de prever un libre bordo generoso, conviene instalar uno o más aliviaderos que devuelvan el agua sobrante al propio río o a un barranco, en los lugares escogidos al efecto (Foto 5.20).

Al proyectar un canal de derivación hay que insistir en la necesidad de estudiar cuidadosamente la geomorfología del terreno que atraviesa. Llamamos la atención del proyectista para que tenga en cuenta los accidentes que se detallan en el capítulo 4, sección 4.4. La fotografía 5.21 debida a F. Isambert, refleja mejor que mil palabras la destrucción de un canal de derivación de 6 m de ancho y 500 m de longitud, correspondiente a un aprovechamiento de bajo salto de 2 MW de potencia instalada. El canal discurría cerca del río; un día una crecida repentina excepcional levantó el canal. La compuerta estaba cerrada, las turbinas paradas y las fugas terminaron por vaciar el canal que no pudo resistir la subpresión. El canal es efectivamente una estructura rígida que no admite deformaciones y que no puede resistir las subpresiones. En el capítulo 4, sección 4.4 "Aprender de los errores", se detallan varios accidentes ocurridos en canales mal proyectados. Esta lista podría aumentar considerablemente, ya que la experiencia demuestra que es en los canales donde se producen los incidentes más importantes. Efec-



Foto 5.20

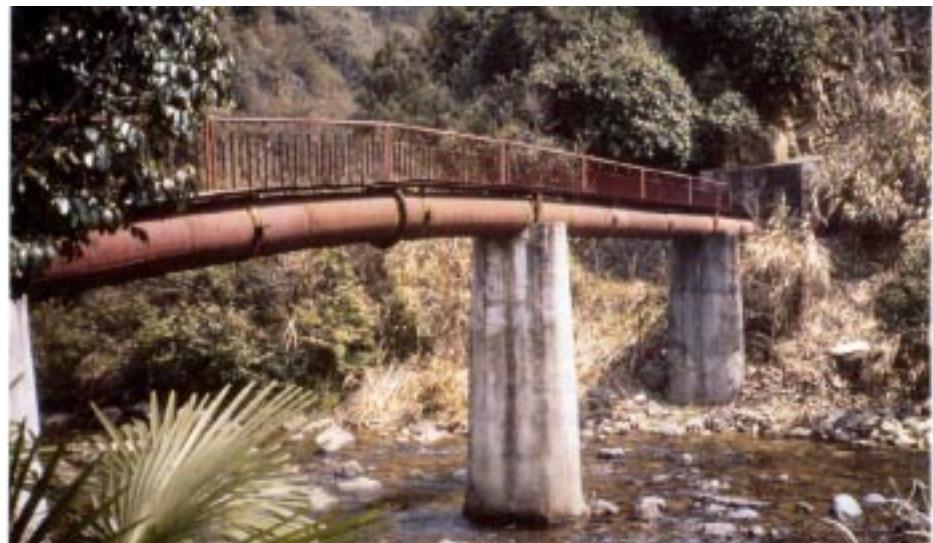
Foto 5.21

tivamente se trata de estructuras con un trazado a media ladera y que son propensas a tener fugas de agua, en general difíciles de drenar.

5.2.4.1. Salvando obstáculos

El canal, que se ve obligado a seguir prácticamente las líneas de nivel para no perder altura, puede encontrarse con obstáculos que tendrá que salvar, pasando sobre, por debajo, o alrededor de ellos.

Para cruzar un arroyo o un barranco, lo normal es prolongar el canal mediante una pieza de igual pendiente y sección global, construida en chapa de acero, hormigón o madera, apoyada en pilares intermedios o en una viga construida al efecto. La pieza en cuestión puede ser un tubo de acero, que combinará su

Foto 5.22

papel de conducción de agua, con la de cordón inferior de la viga para salvar el obstáculo. La foto 5.22, debida a Electricité de France (EDF), muestra una solución de ese tipo, en un pequeño aprovechamiento situado en China.

Un sifón invertido - que no es sino un orificio de entrada conectado a otro de salida a través de un tubo curvado - también puede ayudar a resolver el problema. Su diámetro se calcula mediante las ecuaciones empleadas para calcular tuberías forzadas.

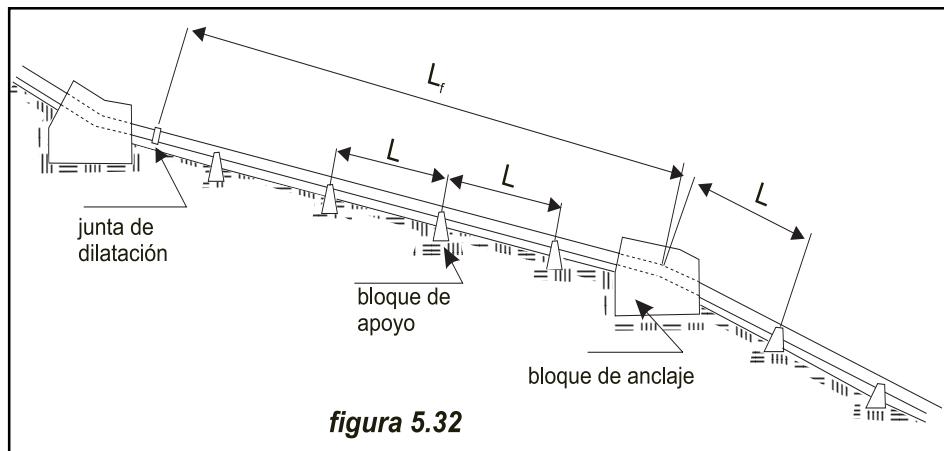
5.2.5 Tuberías forzadas

5.2.5.1 Disposición general y materiales para su fabricación

Transportar un cierto caudal de agua desde la cámara de carga hasta la casa de máquinas no parece tarea difícil, y sin embargo, el diseño de una tubería forzada no es asunto fácil. Las tuberías forzadas pueden instalarse **sobre** o **bajo** el terreno, según sea la naturaleza de éste, el material utilizado para la tubería, la temperatura ambiente y las exigencias medioambientales del entorno.

Por ejemplo, una tubería de pequeño diámetro en PVC se puede instalar, extendiéndola simplemente sobre el terreno y siguiendo su pendiente, con un mínimo movimiento de tierras. En cambio, las grandes tuberías en acero deberán enterrarse siempre que el terreno no sea muy rocoso, y en ocasiones, aun cuando lo sea, si los requisitos medio-ambientales del entorno lo exigen. La arena y la grava que rodean una tubería enterrada, constituyen un buen aislante, lo que permitirá eliminar un buen número de juntas de dilatación y de bloques de anclaje. Para enterrar una tubería, previamente hay que pintarla y protegerla exteriormente mediante, por ejemplo, una cinta enrollada que garantice su resistencia a la corrosión. Si se hace así y la cinta no sufre daños durante el montaje, la tubería no necesitará ningún mantenimiento ulterior. Desde el punto de vista medioambiental esta solución es óptima ya que el terreno puede ser restituido a su condición inicial y la tubería, invisible al ojo humano, no constituirá barrera alguna al desplazamiento de los animales.

Instalada sobre el terreno, la tubería si está expuesta a variaciones de temperatura importantes, estará sometida a movimientos de contracción y dilatación, en



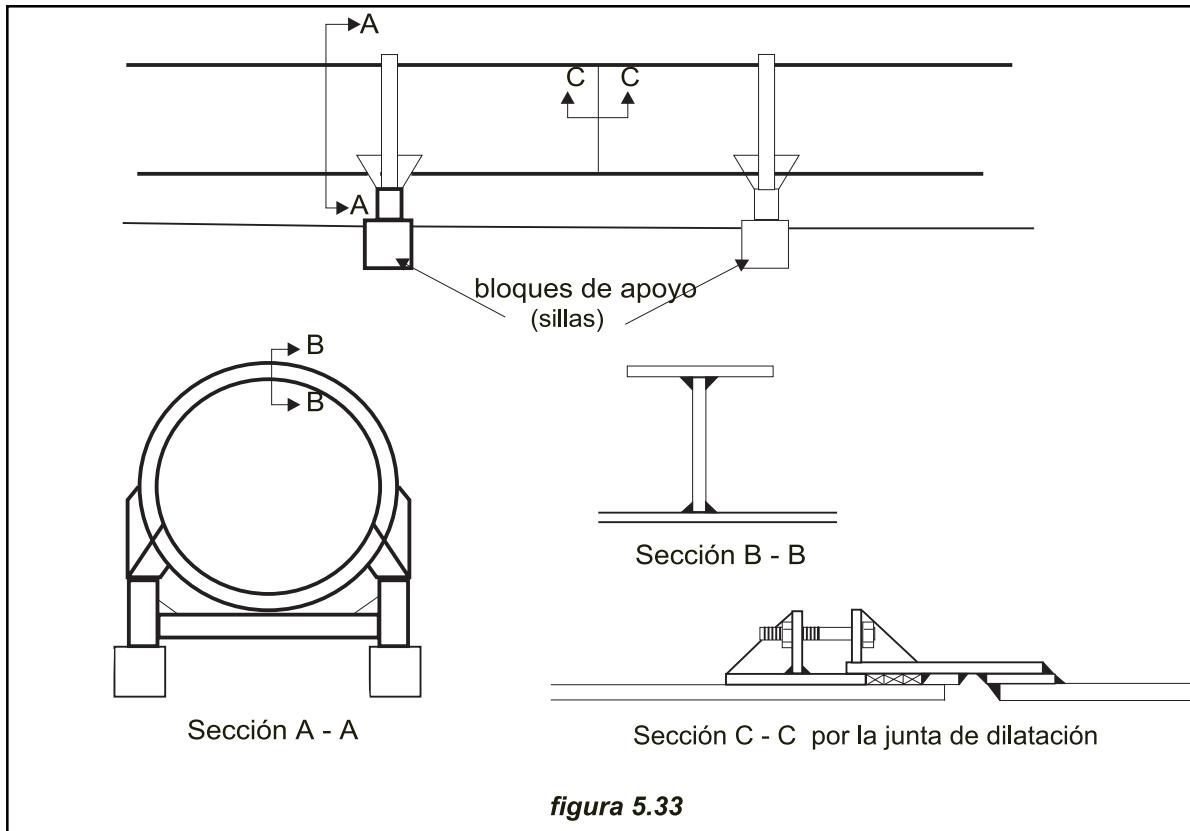


figura 5.33

modo alguno despreciables. En general las tuberías forzadas en acero, se conciben como una serie de tramos rectos, simplemente apoyados en unos pilares, y anclados sólidamente en cada una de sus extremidades, que en general coinciden con cambios de dirección. Entre cada dos anclajes consecutivos se intercala una junta de dilatación (figura 5.32). Los anillos de soporte se diseñan basándose en el comportamiento elástico de los cilindros de débil espesor. La pared del tubo debe resistir las tensiones combinadas, correspondientes a su trabajo como viga y como recipiente cilíndrico sometido a presión interna. El momento de flexión será el correspondiente a una viga continua. Las reacciones sobre los apoyos, propias de una viga continua, se transmiten, por esfuerzo cortante, entre chapa y anillo. Para ello los anillos se sueldan a la chapa con soldaduras continuas en rincón, y se rigidizan mediante diafragmas (Fig 5.33).

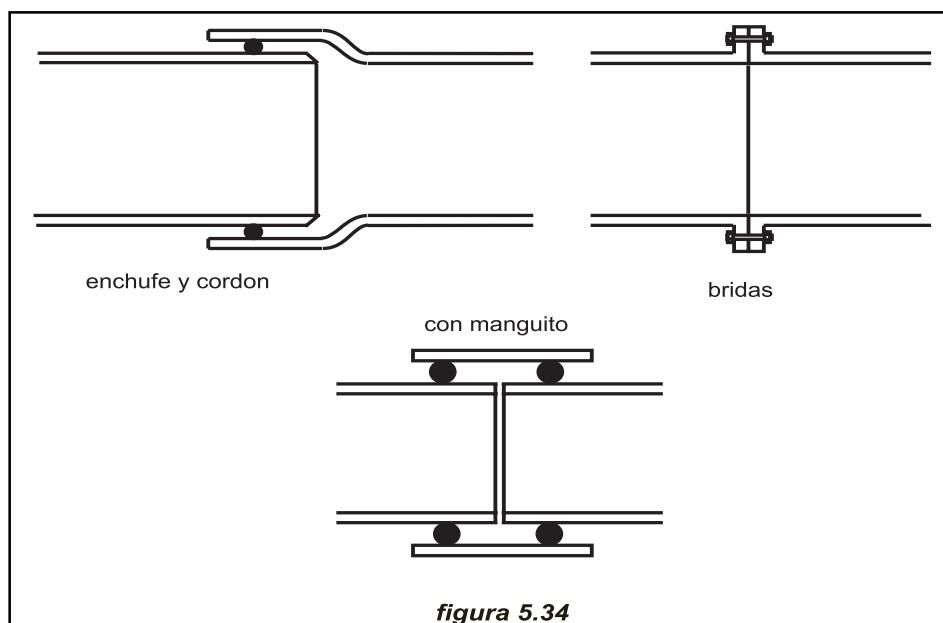
Los bloques de anclaje tienen que resistir la componente longitudinal del peso de la tubería llena de agua, más las fuerzas de fricción correspondientes a los movimientos de expansión y contracción; por eso se recomienda cimentarlos, siempre que sea posible, sobre roca. Si dada la naturaleza del terreno los bloques de anclaje requieren el empleo de grandes volúmenes de hormigón, y resultan por lo tanto muy costosos, puede estudiarse la eliminación de uno de cada dos anclajes y de todas las juntas de dilatación para que la tubería se deforme en el codo que queda libre. Para ello se recomienda apoyar los tramos rectos de tubería en soportes en los que la zona de contacto cubra un ángulo de unos 120°. Los apoyos fabricados por soldadura de chapas y perfiles, se pueden recubrir, para reducir la fricción, con una placa de amianto grafitado.

Existen multitud de tipos de juntas de dilatación, pero la más utilizada es la de la figura 5.33. La empaquetadura de cierre está formada por anillos de cordones de lino de sección cuadrada, comprimidos mediante una pieza deslizante en acero que se atornilla a una brida fijada a la tubería. La junta tipo fuelle se utiliza solo en tuberías de pared delgada; el fuelle se extiende o se contrae para absorber los movimientos longitudinales provocados por cambios de temperatura.

Hoy en día existe una gran variedad de materiales para tuberías forzadas. Para grandes saltos y grandes diámetros, la tubería fabricada en acero soldado, con juntas longitudinales y circunferenciales, sigue siendo la solución preferida, porque es relativamente barata y porque puede conseguirse con el diámetro y espesor requeridos por el proyectista. Sin embargo, si se encuentra en el mercado tubería espiral, soldada por arco sumergido o incluso por inducción, del tamaño apropiado para el caudal de diseño, muy utilizada en gaseoductos y oleoductos, esa será, sin duda, la solución más económica. En ocasiones puede resultar interesante utilizar acero resistente a la corrosión del tipo Corten, que además de exhibir una resistencia más elevada a la rotura y una mayor tenacidad (importante en lugares con muy bajas temperaturas) permite prescindir de los productos empleados para proteger la tubería contra la corrosión..

El acero, a medida que disminuye el salto, va resultando menos competitivo, porque el espesor requerido para compensar la corrosión, interna y externa, no disminuye con el espesor de pared, y porque se necesita un espesor mínimo para poder manipular los tubos en obra sin que se deformen.

Para diámetros más pequeños hay un gran abanico de opciones: tubo de acero estirado, con uniones de enchufe y cordón y anillos de cierre, o con bridas soldadas (Fig 5.34); tuberías de hormigón, centrifugadas o pretensadas y tuberías de amianto-cemento. Los tubos con juntas de enchufe y cordón, construidos en acero, fundición dúctil o PVC, con empaquetaduras flexibles no necesitan juntas de dilatación, ya que estas absorben los pequeños movimientos longitudinales.



Entre los materiales utilizables para tuberías forzadas y que, en ocasiones, pueden sustituir ventajosamente al acero, cabe destacar los siguientes:

Polietileno

El polietileno de baja y media densidad (HDP y MDPE) se viene utilizando desde hace tiempo en aprovechamientos con baja altura de salto. En los últimos años ha hecho su aparición en el mercado el polietileno de altas prestaciones (HPPE) que puede utilizarse en saltos de hasta 160 m de altura. Las tuberías de polietileno son relativamente pesadas pero muy robustas.

Cloruro de Polivinilo (uPVC o PVC-U)

La tubería de PVC¹⁴ resulta muy competitiva en alturas medias de salto - una tubería de 40 cm de diámetro puede utilizarse en saltos de hasta 200 metros - en las que, con frecuencia, resulta más barata que la de acero, es más fácil de manejar en obra y no requiere ninguna protección contra la corrosión. Se espera que lleguen en breve al mercado las tuberías de PVC Molecularmente Orientado (MOPVC) aun más resistentes que las anteriores. Todas ellas pueden soldarse mediante disolventes - solo si están sometidas a esfuerzos longitudinales - o unirse mediante conexiones mecánicas. Se recomienda proyectar la tubería con diámetros decrecientes, a fin de poder transportarlos unos dentro de otros.

Las tuberías en PVC son sensibles a las radiaciones ultravioletas, por lo que deben ser enterradas o recubiertas con cinta. El radio mínimo de curvatura de una tubería PVC es relativamente grande - 100 veces su diámetro interno - y su coeficiente de dilatación es cinco veces mayor que el del acero. Resultan relativamente frágiles y no se presta a ser instalada en terrenos rocosos.

Tuberías de aleaciones de plástico

Recientemente ha hecho su aparición en el mercado una tubería conocida como Hep,O, fabricada con una mezcla de PVC y derivados acrílicos. Utilizable en saltos de hasta 160 m, su espesor es inferior al de las tuberías equivalentes en PVC y sus propiedades mecánicas comparables a las del HPPE. Se comporta ductilmente bajo carga, eliminando los problemas de rotura frágil que afectan al PVC.

Tuberías reforzadas con fibra de vidrio (GRP)

Estas tuberías están ganando progresivamente mercado en Europa, gracias a su elevada resistencia. Su costo es competitivo y su peso es inferior en un 20% al de los tubos de acero, lo que facilita su instalación, aun cuando haya que manejarlos con cuidado para evitar que sus bordes se deterioren.

Tuberías de polietileno de alta densidad (PE)

Solo se suministran para diámetros de hasta 30 cm. Pueden ser instaladas al aire libre y se pueden curvar a un radio de 20 a 40 veces su diámetro, aunque si se requieren curvas más pronunciadas se pueden utilizar elementos prefabricados. El PE flota en el agua lo que permite arrastrar tramos de gran longitud utilizando un cable. Por ahora la unión en obra de dos tramos exige el empleo de soldadura por fusión, para lo que se necesitan máquinas relativamente pesadas. Las tuberías de PE pueden soportar temperaturas inferiores a cero grados.

También pueden utilizarse tuberías de hormigón con revestimiento interior de chapa de acero, armadas si es necesario con redondos de acero, o incluso

pretensadas con alambres de alta resistencia (tipo tubería Bona), y provistas de uniones de enchufe y cordón. Dado su elevado peso, resultan difíciles de transportar y manejar en obra, pero en cambio no exigen ningún tratamiento de protección contra la corrosión.

En algunos países en vías de desarrollo se utilizan tuberías construidas con dovelas de madera creosotada y zunchadas con flejes de acero. Esta solución que puede ser atractiva si en el país hay madera y mano de obra abundante, permite alcanzar 50 metros de altura de salto con diámetros de 5,5 metros; si el diámetro se reduce a 1,5 metros el salto puede alcanzar los 120 metros. Entre las ventajas que ofrece esta solución pueden mencionarse, la flexibilidad que tienen para adaptarse al perfil del terreno, la facilidad de colocación que casi no exige movimiento de tierras, la eliminación de juntas de dilatación y soportes de anclaje y su resistencia a la corrosión. Como desventajas hay que contar con la presencia de fugas, sobre todo hasta que la madera se hincha, la necesidad de conservar el tubo siempre lleno de agua (para que la madera no se reseque) y el entretenimiento periódico (cada cinco años hay que creosotarla mediante pulverización).

En la Tabla 5.4 se detallan algunas de las propiedades mecánicas de los materiales arriba citados.

Tabla 5.4 Materiales utilizados en tuberías forzadas

Material	Módulo de Young (N/m ²) ^{E9}	Coef. expansión (mm/°C) ^{E6}	Carga de tracción (N/m ²) ^{E6}	n
Acero soldado	206	12	400	0,012
Polietileno PE	0,55	140	5	0,009
PVC	2,75	54	13	0,009
Uralita	n.a	8,1	n.a.	0,011
Madera	n.a	n.a	n.a	0,012
Fundición	78,5	10	140	0,014
Hierro ductil	16,7	11	340	0,015
Metal corrugado	206	n.a	400	0,024

5.2.5.2 Diseño hidráulico y requisitos estructurales

Una tubería forzada se caracteriza por el material empleado en su construcción, su diámetro y espesor de pared y el tipo de unión previsto para su instalación.

- el material se escoge de acuerdo con las condiciones del mercado, teniendo presente su peso, volumen, sistema de unión y coste.
- el diámetro se escoge para que las pérdidas por fricción se mantengan dentro de límites razonables
- el espesor de pared se calcula para resistir la máxima presión hidráulica interna incluido, cuando sea previsible, el golpe de ariete y eventualmente los esfuerzos inherentes a su trabajo como viga.

a) Diámetro de la tubería

El diámetro es el resultado de un compromiso entre costo y pérdida de carga. La potencia disponible para un caudal Q y un salto H viene dada por la ecuación:

$$P = QH\gamma\eta$$

en la que Q es el caudal en m^3/s , H la altura de salto neta en metros, γ el peso específico del agua en kN/m^3 y η el rendimiento global del conjunto.

El salto neto se obtiene deduciendo del bruto la suma de todas las pérdidas de carga, incluidas las generadas por fricción y turbulencia en la tubería forzada, ambas proporcionales al cuadrado de la velocidad de la corriente. Para transportar un cierto caudal, una tubería de pequeño diámetro necesitará más velocidad de corriente que otra de mayor diámetro, y consecuentemente las pérdidas serán más elevadas. Escogiendo un diámetro pequeño se reducirá su coste pero las pérdidas de energía serán mayores y viceversa. En el capítulo 2 se explicitan las ecuaciones más empleadas para el cálculo de las pérdidas por fricción, haciendo especial énfasis en la representación gráfica de las ecuaciones de Colebrook - el diagrama de Moody y las cartas del I.H.- y en la ecuación empírica de Manning. En el presente capítulo se hace uso de aquellos fundamentos y se desarrollan una serie de ejemplos, que facilitarán la aplicación de los conocimientos teóricos.

Un criterio simple para determinar el diámetro de una tubería, es el de limitar las pérdidas de carga a un determinado porcentaje del salto bruto. Un enfoque más riguroso exigiría considerar varios diámetros posibles, calcular la pérdida anual de energía en cada uno de ellos, y actualizarlas a lo largo de la vida del aprovechamiento. De esta forma se puede dibujar un gráfico con la curva diámetros-pérdidas actualizadas, al que se superpone el coste para cada diámetro. Se suman gráficamente ambas curvas y el diámetro óptimo será el mínimo de la curva resultante (Fig 5.35).

En la práctica, en una tubería forzada, las pérdidas fundamentales son las de fricción; las pérdidas por turbulencia en la tubería, al paso por la rejilla, a la entrada de aquella, en los codos, expansiones, concentraciones y válvulas, son pérdidas menores. Bastará pues en una primera aproximación calcular las pérdidas por fricción, utilizando por ejemplo la ecuación de Manning

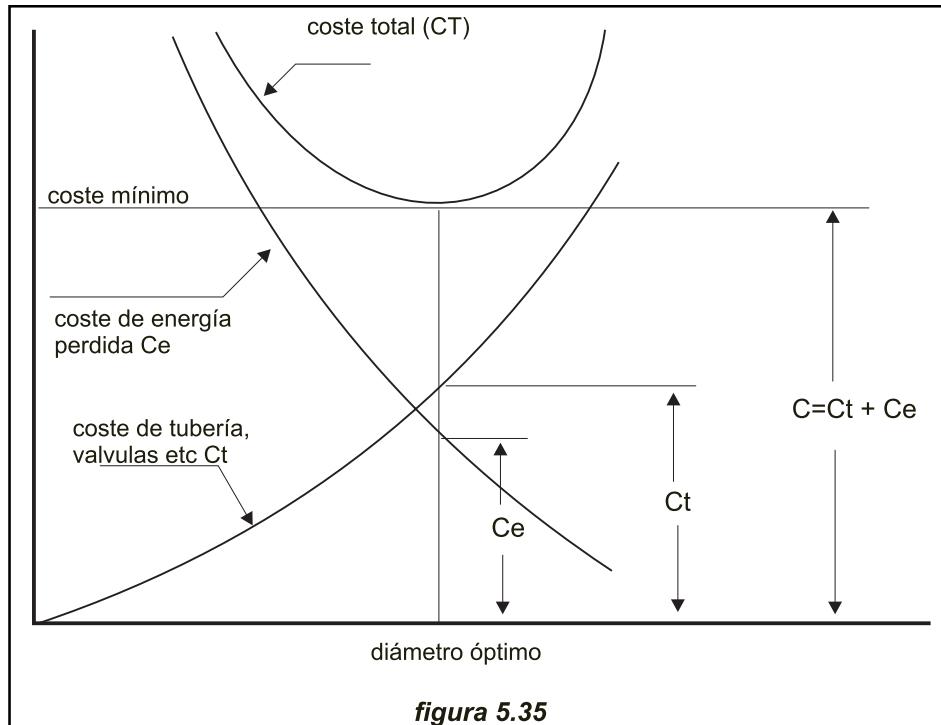
$$\frac{h_f}{L} = 10,3 \frac{n^2 Q^2}{D^{5,333}} \quad (5.8)$$

Analizando la ecuación (5.8) se aprecia que, al dividir por dos el diámetro, las pérdidas se multiplican por 40. Basta despejar D , en la (5.8) para poder calcular el diámetro de la tubería que limite las pérdidas por fricción a los valores requeridos

$$D = \left(\frac{10,3 Q^2 n^2 L}{h_f} \right)^{0,1875} \quad (5.9)$$

Si limitamos las perdidas h_f al 4% de la potencia bruta $h_f = 0,04H$ y D viene dado por

$$D = 2,69 \left(\frac{Q^2 n^2 L}{H} \right)^{0,1875} \quad (5.10)$$



Ejemplo 5.5

En un aprovechamiento con un salto bruto de 85 m y un caudal de $3 \text{ m}^3/\text{s}$, calcular el diámetro de una tubería forzada de 173 m de longitud, para que la pérdida de potencia (debido a la fricción) no supere el 4%.

$$\text{De acuerdo con (5.10)} \quad D = 2,69 \left(\frac{3^2 \times 0,012^2 \times 173}{85} \right)^{0,1875} = 0,88 \text{ m}$$

Se escoge una tubería de 1,0 m de diámetro y se completa el estudio de las pérdidas por turbulencia, como en el ejemplo siguiente.

Ejemplo 5.6

Calcular las pérdidas por fricción y turbulencia en un aprovechamiento de las características de la figura 5.36. El caudal de diseño del aprovechamiento es $3 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el salto bruto 85 m. El diámetro de la tubería 1,0 m. El radio de los codos es cuatro veces el diámetro del tubo. El resto de las dimensiones son las que figuran en el dibujo. Previamente, a la entrada de la cámara de presión hay una reja de 6 m^2 de superficie, con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal y las barreras son pletinas de acero inoxidable de bordes rectos, de 12 mm de espesor, separadas a 70 mm entre ejes.

La velocidad a la entrada de la reja, en las condiciones indicadas, vendrá dada por la ecuación:

$$V_0 = 3 \times \frac{70+12}{70} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{0,866} \approx 0,7 \text{ m / seg}$$

La pérdida de carga en la rejilla por la fórmula de Kirschner

$$h_f = 2,4 \times \left(\frac{12}{70} \right)^{4/3} \times \frac{0,7^2}{2 \times 9,81} \times 0,866 = 0,0049 \text{ m}$$

la pérdida por entrada a la tubería (un diseño poco afortunado) viene dada por la figura 2.11, capítulo 2: $K_e = 0,08$. Para una velocidad en la tubería de 3,82 m/seg, la pérdida por entrada será

$$h_e = 0,08 \times 3,82^2 / (2 \times 9,81) = 0,06 \text{ m}$$

La pérdida de carga por fricción en la tubería (173 m longitud) se calcula por la ecuación de Manning (ecuación 2.15)

$$h_f = \frac{10,3 \times 0,012^2 \times 3^2}{1,0^{5,333}} \times 173 = 2,30 \text{ m}$$

El coeficiente K_b para la pérdida de carga en el primer codo es de 0,05 (el 28% del correspondiente a 90° para un radio de 4 diámetros, capítulo 2, sección 2.2.2.3. Para el segundo codo $K_b = 0,085$ y para el tercero $K_b = 0,12$. Las pérdidas por turbulencia en los tres codos equivale a

$$h_b = (0,05+0,085+0,12) \times 3,82^2 / (2 \times 9,81) = 0,19 \text{ m},$$

y la pérdida en la válvula de compuerta viene dada con $K_v=0,15$ por

$$h_v = 0,15 \times 3,82^2 / 2 \times 9,81 = 0,11 \text{ m}$$

Resumiendo	pérdidas por la rejilla y entrada tubería	0,065 m;
	los tres codos a 0,19 m y la válvula	0,110 m.
	pérdidas por fricción en tubería	2,300 m;

Pérdidas totales: 2,665 m.

La pérdida de potencia es del 3,14%, que se considera aceptable.

b) espesor de pared

El espesor es función de la presión interna, de la carga de rotura y límite elástico del material escogido, y del diámetro de la tubería. En un régimen de caudal constante, la presión interna en un punto dado, equivale a la carga hidráulica en dicho punto. En una tubería de acero soldado sometida a una presión estática P_i el espesor de pared se calcula con arreglo a la ecuación:

$$e = \frac{P_i D}{2 \sigma_f k_f} + e_s \quad (5.11)$$

en la que e_s = sobrespesor para tener en cuenta la corrosión (1 mm)

k_f = la eficacia de la unión:

$k_f = 1$ para tubos sin soldadura

$k_f = 0,9$ para uniones soldadas y radiografiadas

$k_f = 1,0$ para uniones soldadas, radiografiadas y aliviado de tensiones.

σ_f = resistencia a la tracción (1400 kgf/cm²)

En todo caso, la tubería deberá tener la rigidez necesaria para poder manejárla en obra sin deformarse. ASME recomienda para ello un espesor mínimo en milímetros, igual a 2,5 veces el diámetro en metros más 1,2. Otras normas recomiendan

como espesor mínimo, en milímetros, el dado por la fórmula $t_{\min} = (D+508)/400$.

En centrales con gran altura de salto puede resultar económico utilizar, en función de la carga hidráulica, tuberías del mismo diámetro interno y diferentes espesores.

Si cualquier punto de la tubería quedase por debajo del gradiente hidráulico LNE, la tubería podría romperse por vacío. En este caso la depresión de colapso se calcularía por la ecuación 5.12 (en la que e , espesor de pared y D , diámetro, vienen en mm).

$$P_c = 882.500 \times \left(\frac{e}{D} \right)^3 \quad (5.12)$$

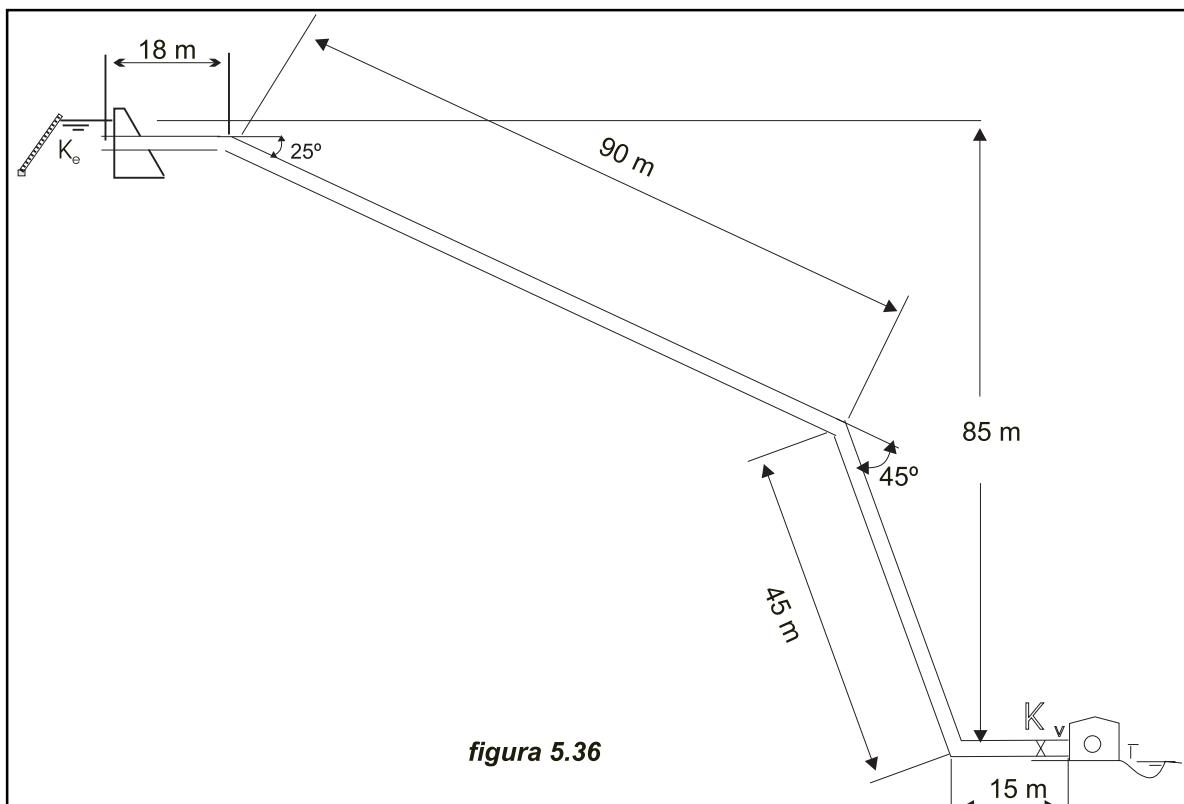
Esta presión negativa se evita instalando un tubo de aeración cuyo diámetro en cm viene dado, si P_c igual o menor que $0,49 \text{ kgf/cm}^2$ por la ecuación:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \quad (5.13)$$

(Q = caudal máximo en m^3/seg) y si $P_c > 0,49 \text{ kgf/cm}^2$ por la ecuación:

$$d = 8,94 \sqrt{Q} \quad (5.14)$$

Cuando el operador, o el sistema de control automático, cierran rápidamente la válvula de entrada a la turbina para evitar que se embale al desconectarse el interruptor de salida de la corriente eléctrica, el régimen hidráulico varía bruscamente.



Un cambio brusco de régimen en la tubería, afecta a una gran masa de agua y genera una onda de presión importante, conocida como **golpe de ariete**, que aun siendo transitoria, da lugar a sobrepresiones tan altas que revienten la tubería o a depresiones que la aplasten. Las sobrepresiones o depresiones producidas por el golpe de ariete llegan a alcanzar una magnitud, de un orden superior a la correspondiente a la altura del salto, y hay que tenerlas en cuenta para calcular el espesor de pared de la tubería.

En el Capítulo 2, sección 2.2.3 se explica el fenómeno físico y se dan las fórmulas utilizadas para calcular sus efectos, pero algunos ejemplos ayudaran a formarse una idea más clara del fenómeno.

Como se explica en 2.2.3, la onda de presión consecuente al cambio brusco de velocidad del agua en la tubería, viaja a la velocidad del sonido en el medio. Esta velocidad viene dada por la ecuación

$$c = \sqrt{\frac{10^{-3} K}{1 + \frac{KD}{Et}}} \quad (5.15)$$

en donde:
 K = módulo de elasticidad del agua : $2,1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
 D = diámetro interior de la tubería (mm)
 E = módulo de elasticidad del material de la tubería (N/m^2)
 t = espesor de pared de la tubería (mm)

y el tiempo que tarda la onda de presión en efectuar el recorrido de ida y vuelta, desde la compuerta ubicada en la extremidad inferior de la tubería, a la cámara de presión, o tiempo crítico es

$$T = 2L/c \quad (5.16)$$

Si la válvula se cierra por completo antes de que el frente de la onda de presión llegue a ella en su camino de retorno (tiempo menor que el crítico T), toda la energía cinética del agua contenida en el tubo será convertida en sobrepresión, y su valor vendrá dado, en m de columna de agua, por

$$p = \frac{c \Delta v}{g} \quad (5.17)$$

en donde Δv es el cambio de velocidad

Ejemplo 5.

a) calcular la velocidad de la onda de presión, en el caso de cierre de válvula instantáneo, en una tubería de acero de 400 mm de diámetro y 4 mm de espesor de pared

Aplicando la ecuación 5.15

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{1 + \frac{2,1 \times 10^9 \times 400}{2,1 \times 10^{11} \times 4}}} = 1024 \text{ m/seg}$$

b) lo mismo pero para un tubo de pvc del mismo diámetro y 14 mm de espesor de pared

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{1 + \frac{2,1 \times 10^9 \times 400}{2,75 \times 10^9 \times 14}}} = 305 \text{ m/seg}$$

Ejemplo 5.8

¿Cuál es el valor de la presión consecuente al golpe de ariete, para cierre instantáneo de la válvula, en las dos tuberías del ejemplo 5.7, si la velocidad inicial del agua es de 4 m/s?

En el caso de cierre instantáneo el aumento de presión, en metros de columna de agua viene dado por la ecuación 5.17:

a) tubería de acero

$$p_s = \frac{1024 \times 4}{9,8} = 417 \text{ m de altura de columna de agua}$$

b) tubería de PVC:

$$p_s = \frac{305 \times 4}{9,8} = 123 \text{ m de altura de columna de agua}$$

Como se ve en el ejemplo 5.8, el incremento de presión por golpe de ariete en tuberías de acero, debido a la mayor rigidez de este material, supera en tres veces y media al correspondiente a las tuberías de PVC.

Si, por el contrario, el tiempo de cierre supera en diez veces al valor crítico T , el fenómeno puede ignorarse por que las sobrepresiones serán mínimas. Para tiempos de cierre superiores al crítico pero inferiores a diez veces el crítico, la sobrepresión no llega a alcanzar el valor p_s de la fórmula 5.9, y puede calcularse por la ecuación de Allievi

$$\Delta P = P_0 \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (5.18)$$

en la que P_0 es la presión estática del salto y

$$N = \left(\frac{LV_0}{gP_0 t} \right)^2 \quad (5.19)$$

en donde V_0 = velocidad del agua en m/seg,
 L = longitud total de la tubería en m,
 P_0 = presión estática bruta en metros de columna de agua y
 t = tiempo de cierre en segundos.

La presión total en la tubería es $P_i = P_0 + \Delta P$

El ejemplo siguiente indica los pasos a seguir para calcular el espesor de pared, cuando el tiempo de cierre es superior al tiempo crítico T pero no llega a alcanzar diez veces su valor.

Ejemplo 5.9

Calcular el espesor de pared de la tubería analizada en el ejemplo 5.6, si el tiempo de cierre de la válvula es de 3 segundos

Salto bruto :84.935 m descontando perdidas en rejilla y entrada tubería

Caudal de diseño: 3 m³/seg

Diámetro interior de la tubería : 1,0 m

Longitud total de tubería : 173 m

Estimación inicialmente el espesor de pared en 5 mm la velocidad de la onda será (5.15):

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{1 + \frac{2,1 \times 10^9 \times 1000}{2,1 \times 10^{11} \times 5}}} = 836,7 \text{ m/s}$$

El tiempo de cierre es superior a T_c (0,41 segundos) pero inferior a 10 veces su valor, por lo que es aplicable la fórmula de Allievi.

La velocidad de agua en la tubería

$$v = \frac{4 \times 3}{\pi \times 1,0^2} = 3,82 \text{ m/s}$$

Calculamos N para un $H_g = 84,935 \text{ m}$

$$N = \left(\frac{3,82 \times 173}{9,81 \times 84,935 \times 3} \right)^2 = 0,070$$

y por lo tanto

$$\Delta P = 84,935 \left(\frac{0,07}{2} \pm \sqrt{0,07 + \frac{0,07^2}{4}} \right) = 84,935 \times 0,302 = +25,65 \text{ tf/m}^2$$

$$- 19,70 \times 0,232 = - 19,70 \text{ tf/m}^2$$

De esta forma tenemos $P_1 = 84,935 + 25,65 = 110,585 \text{ tf/m}^2 = 11,06 \text{ kgf/cm}^2$

$$e = \frac{11,055 \times 1000}{2 \times 1400} + 1 = 4,94 \text{ m}$$

aceptando $e = 5 \text{ mm}$ se observa que se cumplen las dos especificaciones para el espesor mínimo: $t_{\min} = 2,5 \times 1 + 1,2 = 3,7 \text{ mm}$ y $t_{\min} = (1000 + 508) / 400 = 3,77 \text{ mm}$.

Para calcular el diámetro del tubo de aeración:

$$P_c = 882,500 \left(\frac{e}{D} \right)^3 = 0,11 \text{ kgf/cm}^2$$

y el diámetro de la tubería de aeración:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0,11}}} = 22,46 \text{ cm}$$

Para un enfoque más riguroso habría que tener en cuenta, no solo la elasticidad del material y del agua, como se ha hecho más arriba, sino también las pérdidas de carga hidráulicas en el propio golpe de ariete y el tiempo real de cierre. El enfoque matemático es complicado y requiere la utilización de un ordenador muy potente. Para los lectores que puedan estar interesados, Chaudry¹⁸, Fox, y Parmakian¹⁹ exponen varios métodos de cálculo acompañados de ejemplos que ayudarán a aclarar los conceptos.

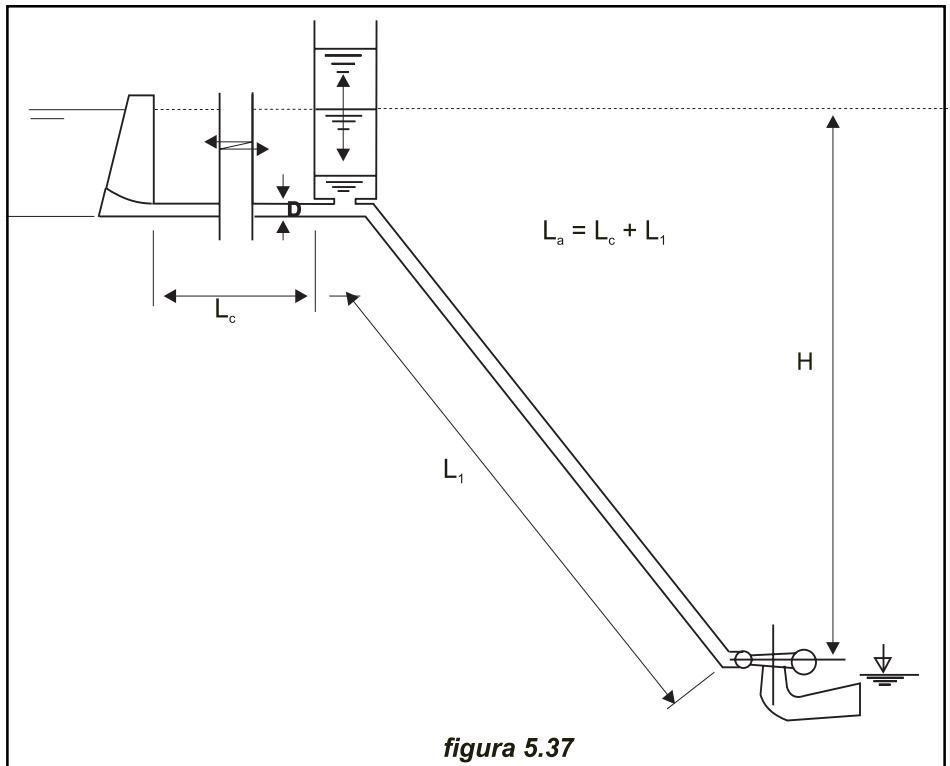
El problema del golpe de ariete es particularmente grave en el caso de utilización de tuberías de gran longitud, bien porque no utilicen el canal tradicional o bien porque éste es sustituido por una tubería de baja presión, directamente conectada a la tubería forzada, sin el intermedio de una cámara de carga. En estos casos se impone la intercalación de una chimenea de equilibrio, una especie de conductor de gran diámetro, conectado en su extremidad inferior a la tubería y abierto a la atmósfera en la superior. La torre de equilibrio, al poner muy cerca de la turbina un gran volumen de agua en contacto con la atmósfera, equivale a reducir la longitud de la columna de agua (Fig. 5.37). Algunos autores²⁰ consideran que la chimenea de equilibrio resulta innecesaria si la longitud total de la tubería forzada es inferior a 5 veces la altura del salto bruto. Conviene también tener en cuenta a estos efectos la constante de aceleración del agua en la tubería

$$t_h = \frac{VL}{gH}$$

donde V velocidad del agua en la tubería en m/seg,
L longitud total de la tubería en m y
H altura de salto bruto en m.

Si t_h es inferior a 3 segundos no es necesario pensar en una chimenea de equilibrio, pero si supera los 6 segundos la chimenea - o el mecanismo corrector equivalente - es indispensable, para evitar fuertes oscilaciones que el regulador de la turbina no podrá corregir.

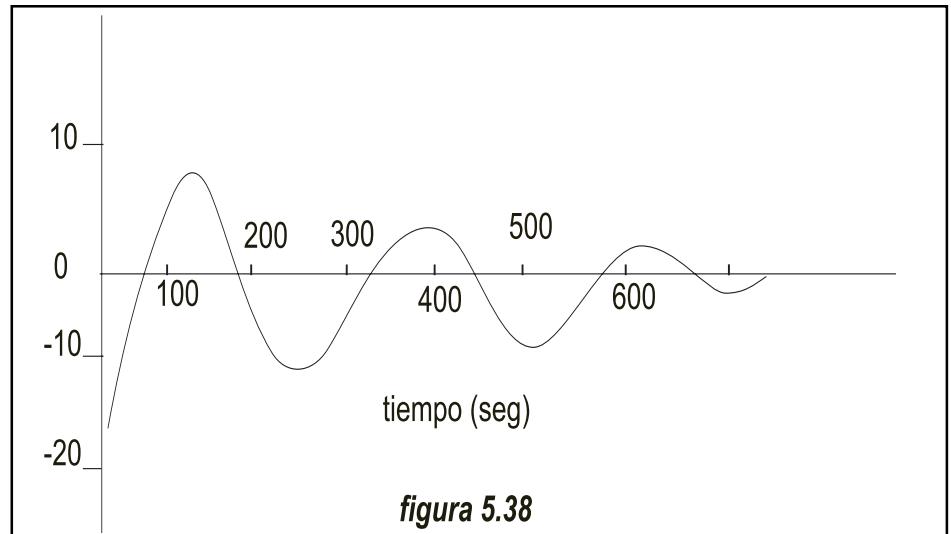
La torre funciona según el siguiente mecanismo. Con la válvula abierta y un régimen uniforme en la tubería forzada, el nivel de agua en la torre será el correspondiente a la presión del agua en la tubería o salto neto. Cuando se cierra (o eventualmente se abre) rápidamente la válvula de entrada a la turbina, la gran masa de agua existente en la tubería tiende a decelararse. La diferencia entre el caudal que admite la tubería y la que puede pasar por la válvula medio cerrada hace que suba el nivel del agua contenida en la torre. Al elevarse este por encima del de la cámara de carga se crea una contrapresión en la tubería, que tiende por tanto a entrar en la cámara de carga. El nivel de agua en la torre comienza entonces a descender hasta que alcanza un mínimo. El ciclo se repite, al oscilar la masa de agua en la tubería y en la chimenea hasta que, amortiguada por las fuerzas de fricción, termina por desaparecer. El gráfico de la figura 5.38 correlaciona la altura del agua en la chimenea, con el tiempo transcurrido desde el cierre de la válvula. La máxima altura corresponde a la máxima sobrepresión



En las chimeneas con orificio, el efecto estrangulador inducido por el orificio que comunica la tubería con la chimenea reduce entre un 20 y un 30 por ciento la amplitud de la onda. El tiempo T_h juega un papel importante en el diseño de los sistemas de regulación. En un sistema mal diseñado, la torre de equilibrio y el regulador pueden actuar en sentidos opuestos, dando lugar a problemas de regulación de velocidad demasiado importantes para poder ser resueltos por el propio regulador

El Manual De Minicentrales Hidreléctricas de Electrobras, páginas 210-226 da las ecuaciones para calcular el diámetro mínimo de la chimenea, y conocido este, la altura máxima de elevación del agua. En los Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems de Hwang y Hita se encuentra un enfoque más somero, para, conociendo el diámetro de la chimenea conocer la altura máxima del agua en la misma.

La sobrepresión por golpe de ariete puede también aliviarse mediante el uso de una válvula de descarga síncrona, en paralelo con la turbina, de forma que ésta abra cuando se cierra la de entrada a la turbina. Su instalación está especialmente indicada con turbinas Francis equipadas de regulador. Su funcionamiento se basa sobre el siguiente principio: cuando se cierra la válvula de entrada a la turbina se abre, en la misma proporción, un orificio compensador. Si la válvula se detiene en su recorrido de cierre, este orificio se cierra lentamente; por el contrario si la válvula continúa cerrándose, el orificio se abre aun más. Cuando la válvula se abre, el orificio se cierra. En cualquier caso, si la válvula se cierra lentamente el orificio no actúa. Si por causas técnicas el orificio no funcionase, el conjunto actuaría como un sistema amortiguador, limitando la velocidad de cierre de la válvula a valores incompatibles con el golpe de ariete. Su precio es elevado pero



evita la construcción de una chimenea de equilibrio, cara, aparatoso y con frecuencia difícil de ubicar. En la fotografía 5.23 puede verse el chorro de salida de una de estas válvulas en el momento del disparo. En las turbinas de acción, provistas de un deflector que desvía el chorro no se necesita cerrar la válvula para evitar el embalamiento, y el fenómeno del golpe de ariete no llega a plantearse.

5.2.5.3 Apoyos y bloques de anclaje

Los apoyos se diseñan para resistir el peso de la tubería llena de agua, pero no los empujes longitudinales. La componente vertical en kN del peso soportado viene dado por:

$$F_1 = (W_p + W_w) L \cos \Phi$$

Foto 5.23



en donde:

W_p = peso del metro de tubería (kN/m)

W_w = peso del agua por metro de tubería (kN/m)

L = longitud del tubo entre ejes de apoyos consecutivos (m)

Φ = ángulo de la tubería con la horizontal

El vano L entre apoyos viene limitado por la flecha del tubo que no deberá exceder de $L/65.000$. Por lo tanto la longitud máxima entre apoyos viene dada por la ecuación:

$$L = 182.61 \times \frac{\sqrt[3]{(D + 0,0147)^4 - D^4}}{P}$$

siendo D =diámetro interno de la tubería y P peso en kg/m de tubería llena de agua

5.3 Canales de descarga.

Después de pasar por la turbina, el agua tiene que ser devuelta al río a través de un canal, generalmente corto, conocido como canal de descarga. Las turbinas de acción pueden llegar a tener velocidades de salida muy elevadas, por lo que habrá que proteger el canal para que la erosión no ponga en peligro la casa de máquinas. Normalmente se colocan, entre la turbina y el canal, unos escudos de hormigón o una protección de riprap. Hay que prever también que, incluso en los períodos de grandes crecidas, el nivel del agua en el canal nunca llegue al rodeo de la turbina. En casas de máquinas equipadas con turbinas de reacción, el nivel del agua en el canal de descarga influencia el comportamiento de la turbina ya que si no es el correcto, puede dar lugar a cavitación. Ese nivel también afecta al valor de la altura de salto, y en saltos de pequeña altura puede llegar a hacer que el proyecto sea económicamente inviable.

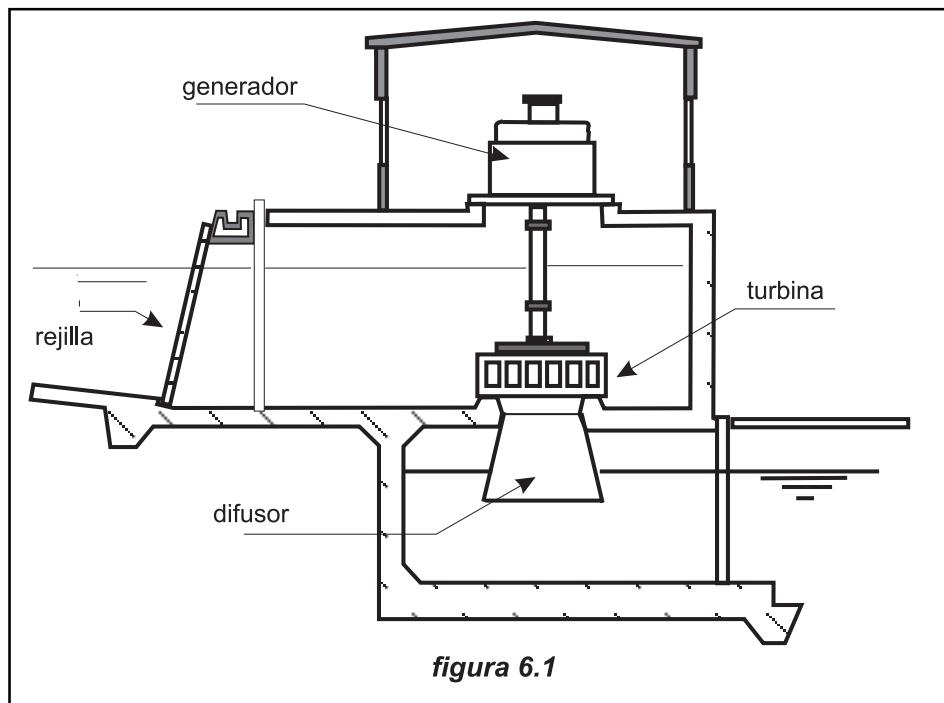
Bibliografía

1. J.L. Brennac. "Les Hauses Hydroplus", ESHA Info n° 9 verano 1993
2. Para más información acudir a la página de INTERNET
<http://www.obermeyerhydro.com>
3. H.C. Huang and C.E. Hita, «Hydraulic Engineering Systems» Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987
4. British Hydrodynamic Research Association «Proceedings of the Symposium on the Design and Operation of Siphon Spillways», London 1975
5. Allen R. Inversin, «Micro-Hydopower Sourcebook», NRECA International Foundation, Washington, D.C.
6. USBR Design of Small Dams 3rd ed, Denver, Colorado, 1987
7. USBR, Design of Small Canal Structures, Denver, Colorado, 1978a.
8. USBR, Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipators. Washington DC, 1964
9. T. Moore, «TLC for small hydro: good design means fewer headaches», HydroReview/April 1988.
10. T.P. Tung y otros, «Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro». Actas de HIDROENERGIA 93. Munich.
11. G. Munet y J.M. Compas «PCH de recuperation d'energie au barrage de «Le Pouzin»». Actas de HIDROENERGIA 93, Munich
12. «Rubber seals for steel hydraulic gates, G. Schmausser & G. Hartl, Water Power & Dam Construction September 1988
- 13 ISO 161-1-1996 Thermoplastic pipes for conveyance of fluids - Nominal outside diameters and nominal pressures -- Part 1: Metric series
- 14 ISO 3606-1976 Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness
- 15 ISO 3607-1977 Polyethylene (PE) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness
- 16 ISO 3609-1977 Polypropylene (PP) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness
- 17 ISO 4065-1996 Thermoplastic pipes -- Universal wall thickness table
- 18 H. Chaudry «Applied Hydraulic Transients» Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
- 19 J. Parmakian, «Waterhammer Analyses», Dover Publications, Inc, New York, 1963
- 20 Electrobras (Centrais Eléctricas Brasileiras S.A.) Manual de Minicentrais Hidrelétricas

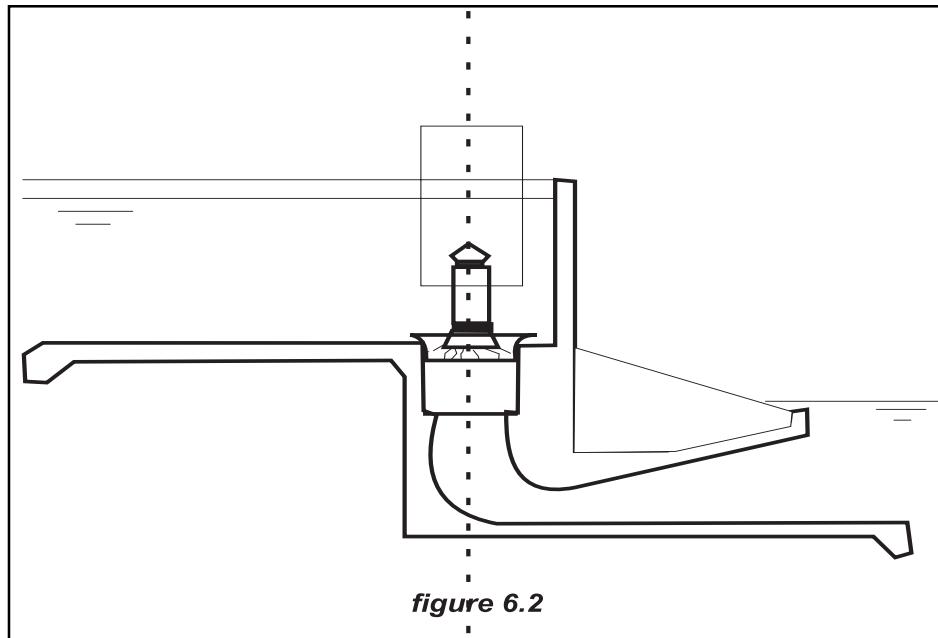
6. Equipos Electro-mecánicos

6.0 Generalidades. Casa de Máquinas

En un aprovechamiento hidroeléctrico, la casa de máquinas tiene como misión proteger de las adversidades climatológicas, el equipo electro-hidráulico que convierte la energía potencial del agua en electricidad. El número, tipo y potencia de las turbinas, su disposición con respecto al canal de descarga, la altura de salto y la geomorfología del sitio, condicionan la topología del edificio.



Existen efectivamente muchas configuraciones posibles de casa de máquinas. La figura 6.1 representa esquemáticamente una configuración muy corriente en aprovechamientos de baja altura de salto. La subestructura, integrada en el propio azud, incorpora la cámara de carga, con su rejilla, la turbina con su eje vertical que la conecta al generador y el canal de descarga. En la sala de generadores están instalados los equipos de control, y eventualmente, la subestación de transformación de salida. En el otro extremo del espectro, la superestructura se reduce a la estricta protección del equipo eléctrico y de control e incluso desaparece, como se ve en la figura 6.2, que muestra una turbina Flygt sumergida en la toma de agua, con un dispositivo de cierre mediante cilindro de acero deslizante, sin ninguna protección adicional contra las inclemencias del tiempo. La fotografía 6.1 muestra tres de las cuatro turbinas Flygt que equipan la estación Turbina-Bomba del Parc del Segre, en la Seu de Urgell. Se trata de una central que en ciertos momentos bombea agua para un circuito de aguas bravas de piraguismo (construida para los Juegos Olímpicos de Barcelona 92) y en otros actúa como central hidroeléctrica produciendo energía. Como se observa los grupos turbo-generadores están al aire sin ninguna protección.



Las centrales asociadas a tomas en sifón, muy apropiadas para saltos de menos de 10 metros, y para potencias inferiores a 1.000 kW, suelen tener el grupo turbo-alternador al aire, o como máximo bajo una protección de chapa, tal y como muestra la foto 6.2.

En el extremo opuesto, para mitigar impactos ambientales - sónicos o paisajísticos - la casa de máquinas está totalmente sumergida (ver capítulo 7. Foto 7.13). En saltos de poca altura existe una inmensa variedad de configuraciones para turbinas Kaplan (en pozo, en S, con reenvío en ángulo etc.), que afectan profun-



Foto 6.1

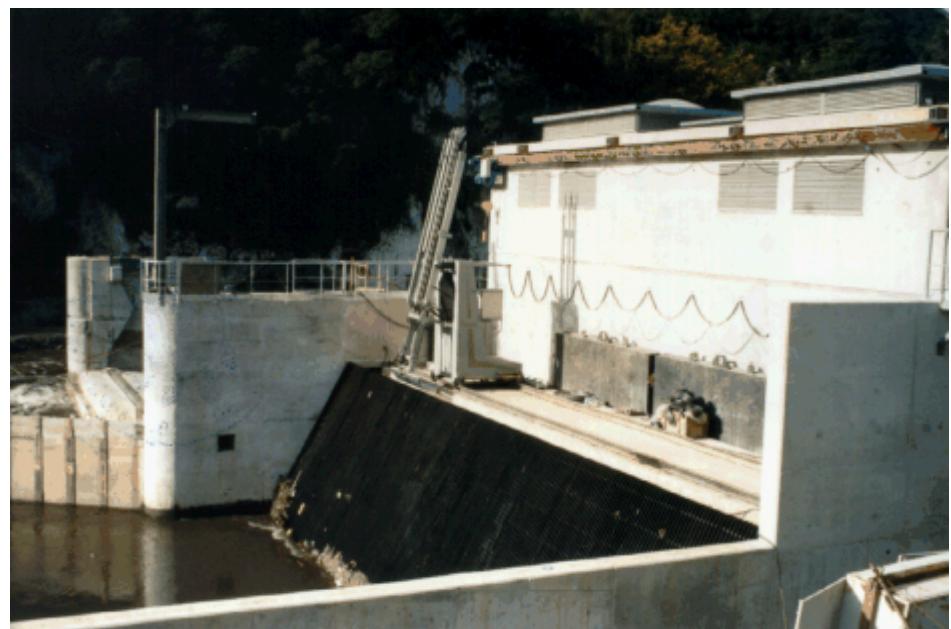
Foto 6.2

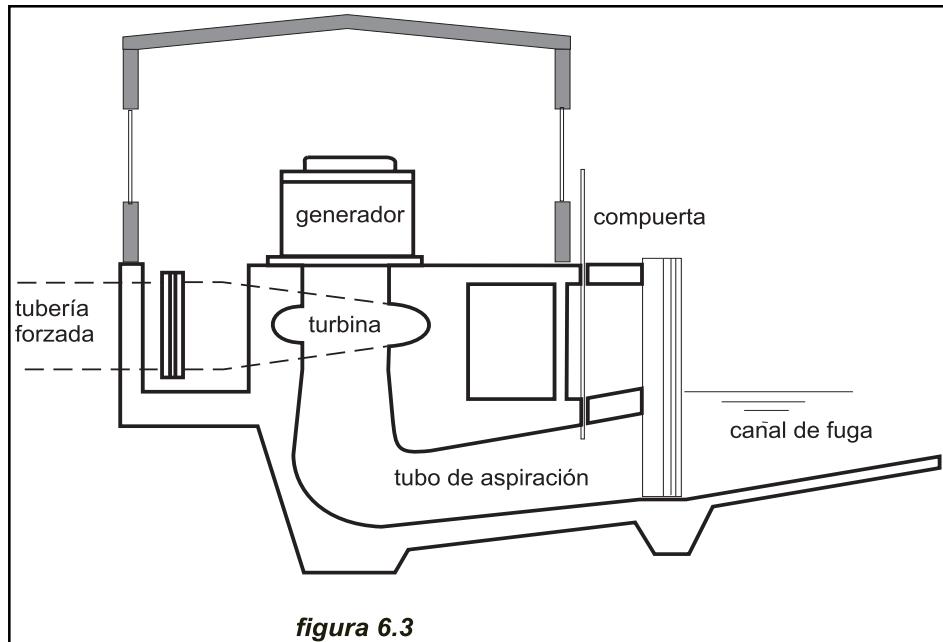


damente a la disposición de la casa de máquinas, tal y como muestran esquemáticamente las figuras 6.18 a 6.22. La fotografía 6.3 muestra el exterior de una casa de máquinas equipada con dos turbinas Kaplan.

En centrales de salto medio o grande, la casa de máquinas suele ser más convencional (figura 6.3), con una entrada para la tubería forzada conectada a la turbina, y un difusor, previo al canal de descarga, cuyo diseño condiciona su infraestructura. En este tipo de aprovechamientos, para mitigar el impacto pa-

Foto 6.3





sajista, la central puede estar ubicada en el interior de una cueva, natural o específicamente excavada para el caso. En España hay ejemplos de este tipo de casa de máquinas en una central del Canal de Isabel II y en una sobre el Dobra.

La casa de máquinas puede estar instalada al pie de una presa construida para crear un embalse multiusos, entre los que el de generación de energía no es prioritario. La fotografía 6.4 muestra la central al pie de la presa de Tignes (EDF) en los alpes, famosa por el dibujo del forzudo que parece sostener la presa, cercana a una famosa estación de esquí en los alpes franceses.



Foto 6.4

6.1 Turbinas hidráulicas

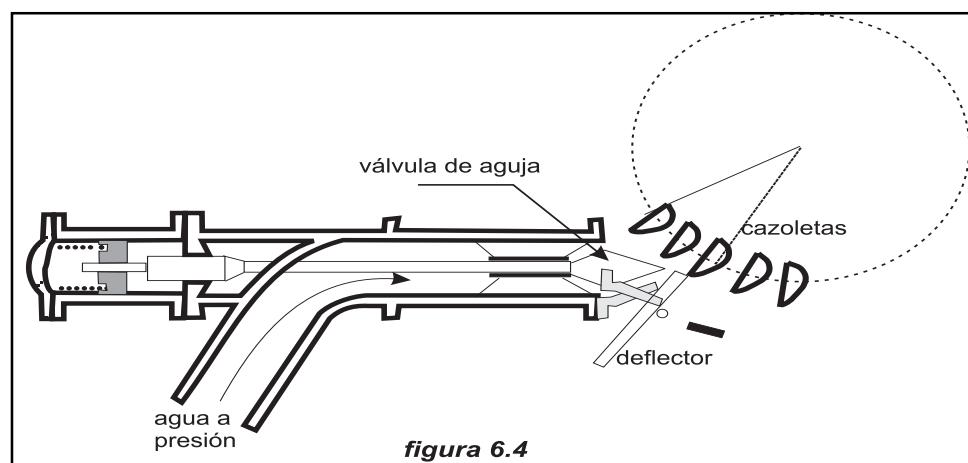
Las turbinas hidráulicas tienen como misión transformar la energía potencial y cinética del agua en energía mecánica de rotación. Aunque este manual no pretende dar información sobre el diseño de turbinas, actividad específica de los fabricantes de equipos, si hemos consideramos conveniente dar criterios para elegir el tipo de turbina aconsejable en cada caso, e incluso fórmulas para estimar las dimensiones fundamentales de las mismas, con las que poder realizar un anteproyecto de casa de máquinas. Todos estos criterios y fórmulas están basados en los trabajos de Siervo y Lugaresi, Austerre y Verdehan¹, Giraud y Beslin², Belhaj³, Gordon, y otros, que han permitido desarrollar una serie de ecuaciones con las que calcular los parámetros fundamentales de cualquier turbina. En todo caso conviene subrayar que no hay información tan fiable como la ofrecida por los propios fabricantes de turbinas a los que conviene recurrir, ya en fase de anteproyecto.

6.1.1 Criterios de clasificación

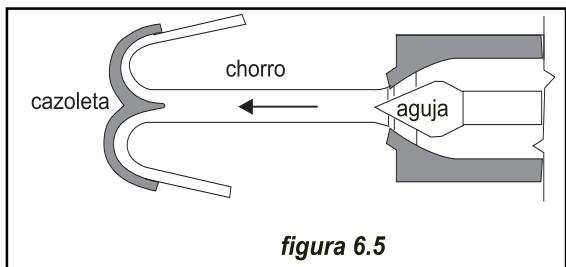
6.1.1.1 Por como discurre el agua en la turbina

La energía potencial del agua, se convierte en energía motriz en la turbina, con arreglo a dos mecanismos básicamente diferentes:

- * En el primero, la energía potencial se transforma en energía cinética, mediante un chorro de gran velocidad, que es proyectado contra unas cazoletas, fijas en la periferia de un disco. A este tipo de turbinas se las conoce como turbinas de acción. Como el agua, después de chocar contra las cazoletas, cae al canal de descarga con muy poca energía remanente, la carcasa puede ser ligera y solo tiene por misión evitar accidentes e impedir las salpicaduras del agua.
- * En el segundo, la presión del agua actúa directamente sobre los alabes del rodete, disminuyendo de valor a medida que avanza en su recorrido. A este tipo de turbinas se las conoce como turbinas de reacción. Al estar el rodete completamente sumergido y sometido a la presión del agua, la carcasa que lo envuelve tiene que ser suficientemente robusta para poder resistirla.

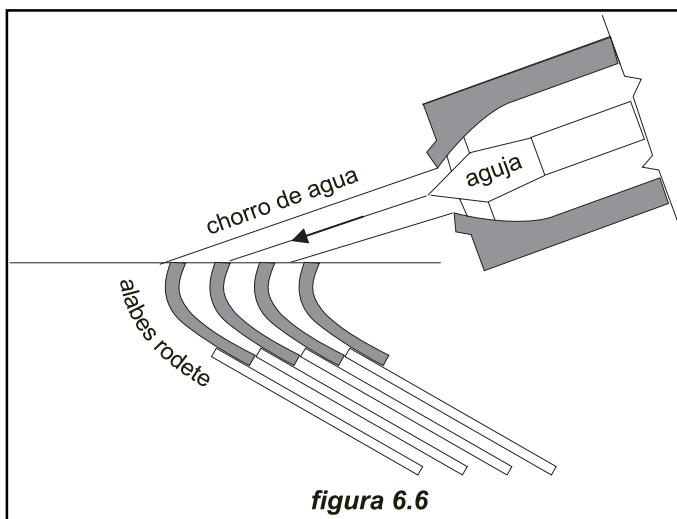


6.1.1.1.1 Turbinas de acción



Turbinas Pelton

Son turbinas de acción en las que la tobera o toberas (una turbina de eje vertical puede tener hasta seis toberas, con uno o con dos rodetes) transforman la energía de presión del agua en energía cinética. Cada tobera produce un chorro, cuyo caudal se regula mediante una válvula de aguja (figura 6.4). Suelen estar dotadas de un deflector, cuya misión es desviar el chorro para evitar que, al no incidir sobre las cazoletas, se embale la turbina, sin tener que cerrar bruscamente la válvula de aguja, maniobra que podría producir un golpe de ariete. Se utilizan en saltos entre 40 y 1200 m. .



El eje de las toberas está siempre situado en el plano meridiano del rodete (figura 6.5). El agua sale de las cazoletas a velocidades muy bajas (idealmente a velocidad cero) con lo que la carcasa que rodea al rodete no tiene que resistir ninguna presión..

Turbinas Turgo

La turbina Turgo puede trabajar en saltos con alturas comprendidas entre 15 y 300 metros. Como la Pelton, se trata de una turbina de acción, pero sus alabes tienen una distinta forma y disposición. El chorro incide con un ángulo de 20° respecto al plano diametral del rodete (Fig 6.6), entrando por un lado del disco y saliendo por el otro. A diferencia de la Pelton, en la turbina Turgo el chorro incide simultáneamente sobre varios alabes, de forma semejante a como lo hace el fluido en una turbina de vapor. Su menor diámetro conduce, para igual velocidad periférica, a una ma-

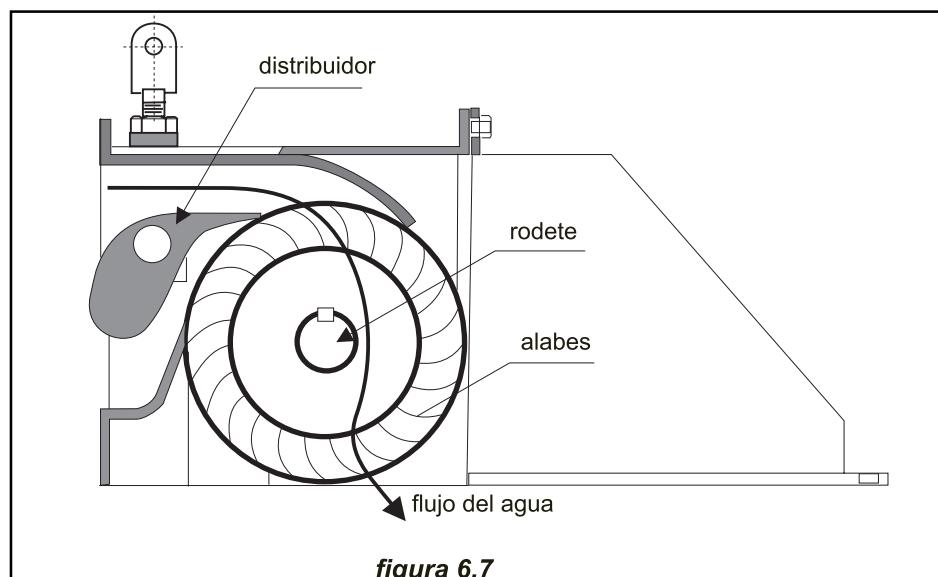


Foto 6.5



yor velocidad angular, lo que facilita su acoplamiento directo al generador, con lo que al eliminar el multiplicador reduce el precio del grupo y aumenta su fiabilidad.

Turbinas de flujo cruzado

Esta turbina, conocida también con los nombres de Michell-Banki, en recuerdo de sus inventores, y de Ossberger, en el de la compañía que la fabrica desde hace más de 50 años, se utiliza con una gama muy amplia de caudales (entre 20 l/seg y 10 m³/seg) y una horquilla de saltos entre 1 y 200 m. Su rendimiento máximo es inferior al 87%, pero se mantiene casi constante cuando el caudal desciende hasta el 16% del nominal, y tiene un mínimo técnico inferior al 10% del caudal de diseño.

El agua (figura 6.7) entra en la turbina a través de un distribuidor, y pasa a través de la primera etapa de alabes del rodeté, que funciona casi completamente sumergido (incluso con un cierto grado de reacción). Después de pasar por esta primera etapa, el flujo cambia de sentido en el centro del rodeté y vuelve a cruzarlo en una segunda etapa totalmente de acción. Ese cambio de dirección no resulta fácil y da lugar a una serie de choques que son la causa de su bajo rendimiento nominal. La fotografía 6.5 muestra una turbina Ossberger recientemente instalada en España.

El rodeté consta de dos o más discos paralelos, entre los que se montan, cerca del borde, unas láminas curvadas que hacen el papel de alabes. Estos rodetes se prestan a una construcción artesanal en países en vía de desarrollo, aunque naturalmente nunca alcanzarán los rendimientos de las unidades construidas con los medios técnicos apropiados.

Estas turbinas han sido analizadas en profundidad en un número monográfico (el nº 9 de Otoño 1994) de la revista ESHA Info.

Foto 6.6



6.1.1.1.2 Turbinas de reacción

Turbinas Francis

Son turbinas de reacción de flujo radial y admisión total, muy utilizadas en saltos de altura media, equipadas con un distribuidor de alabes regulables y un rodete de alabes fijos. En las turbinas Francis rápidas la admisión sigue siendo radial, pero la salida tiende a ser axial. La foto 6.6 muestra una turbina Francis de eje horizontal con el tubo de aspiración en primer plano. Obsérvese como la turbina está fuertemente encastreada en el hormigón para evitar las vibraciones a bajo régimen.

En estas turbinas el agua se desplaza como encauzada en una conducción forzada, pasando del distribuidor -fijo- al rodete -móvil- al que cede su energía, sin entrar, en ningún momento, en contacto con la atmósfera. La figura 6.8 muestra una turbina Francis de eje horizontal en la que puede verse como los alabes distribuidores que regulan el caudal de agua que entra al rodete giran accionados mediante bielas accionadas por un anillo exterior que sincroniza su movimiento. Destaca la importancia de la carcasa y su caracol, en contraste con la envoltura de una Pelton. En la foto 6.7 se aprecian los ejes de giro de los alabes del distribuidor y las bielas conectadas al anillo de accionamiento.

La figura 6.9 muestra los alabes en posición abierta (1) y en posición cerrada (2). En esta última posición la extremidad de un alabe se apoya completamente sobre el flanco del anillo anterior, cerrando prácticamente el paso del agua al rodete.

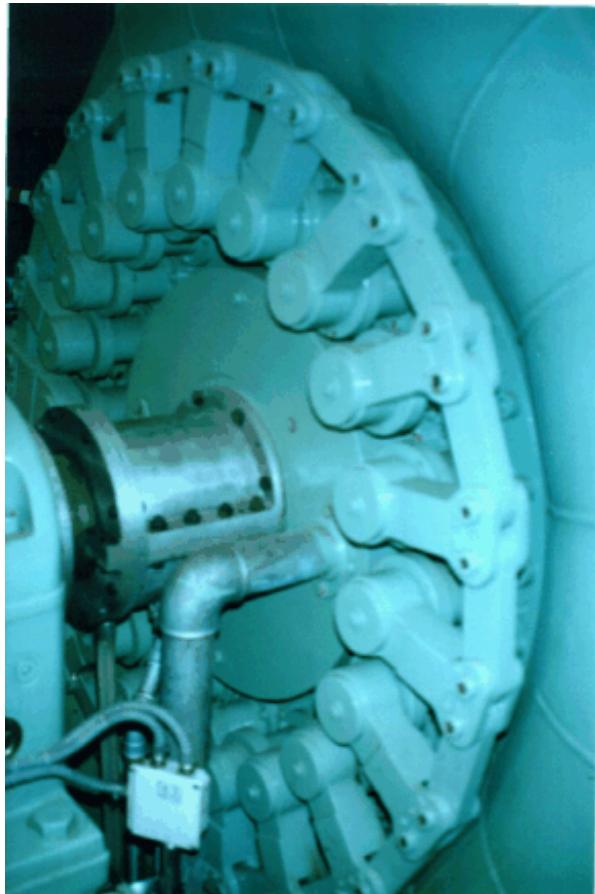
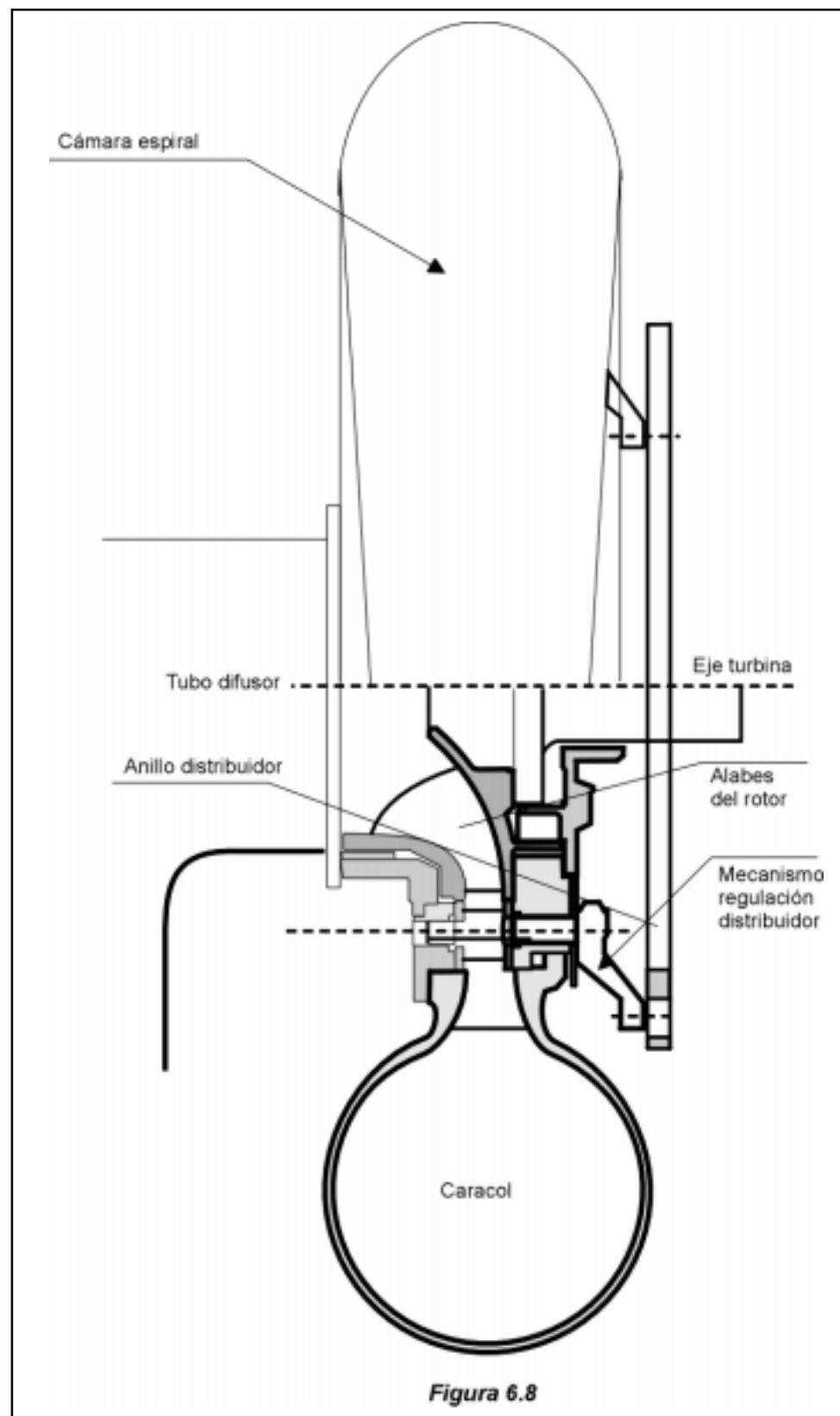


Foto 6.7





Las turbinas Francis pueden ser de cámara abierta - generalmente para saltos de poca altura - o de cámara en espiral. En las turbinas con cámara en espiral, la carcasa, dependiendo del tamaño, se construye en hormigón armado, en acero soldado o en hierro fundido. Al ser uniforme el volumen de agua que llega a cada alabe del distribuidor, el caudal que pasa por cada sección del caracol es proporcional al arco que le queda por abastecer. En la figura 6.10 se ve, en perspectiva, un rodete de turbina Francis, visto por la sección de salida. Estos alabes, cuando son pequeños suelen fabricarse en fundición de bronce al aluminio formando un solo cuerpo con el cubo. Cuando los rodetes son grandes los alabes, generalmente en chapa de acero inoxidable, se sueldan al cubo y a la llanta, generalmente en acero fundido.

En las turbinas de reacción, el agua a la salida del rodete, pasa antes de llegar al canal de descarga, por un tubo de aspiración o difusor, cuya misión es recuperar parte de la energía cinética contenida en el agua que abandona el rodete a una velocidad elevada. Para disminuir la velocidad con que el agua llega al canal de descarga - la pérdida cinética es proporcional al cuadrado de la velocidad - se aumentar la sección de salida del difusor adoptando un perfil cónico. Su función es especialmente crítica en los rodetes de alta velocidad específica porque el agua sale de estos rodetes a una velocidad especialmente elevada.

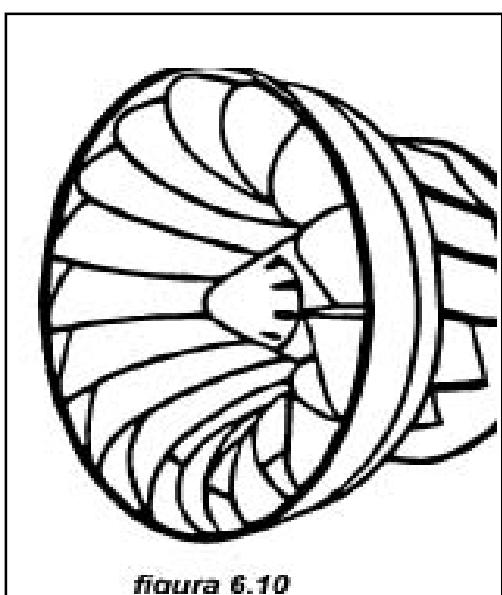
En turbinas de eje horizontal es importante que el cuerpo de la turbina esté perfectamente anclado en bloques de hormigón para evitar que las vibraciones limiten su campo de funcionamiento.

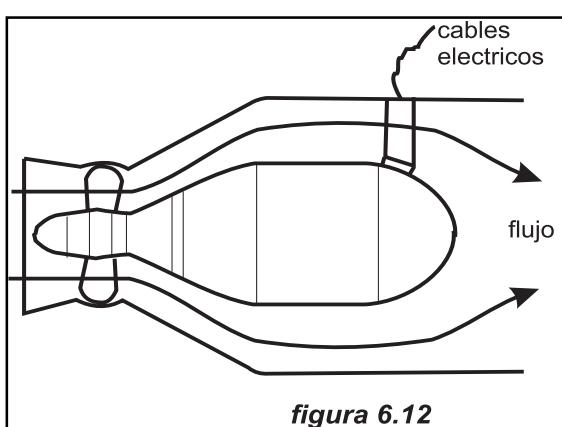
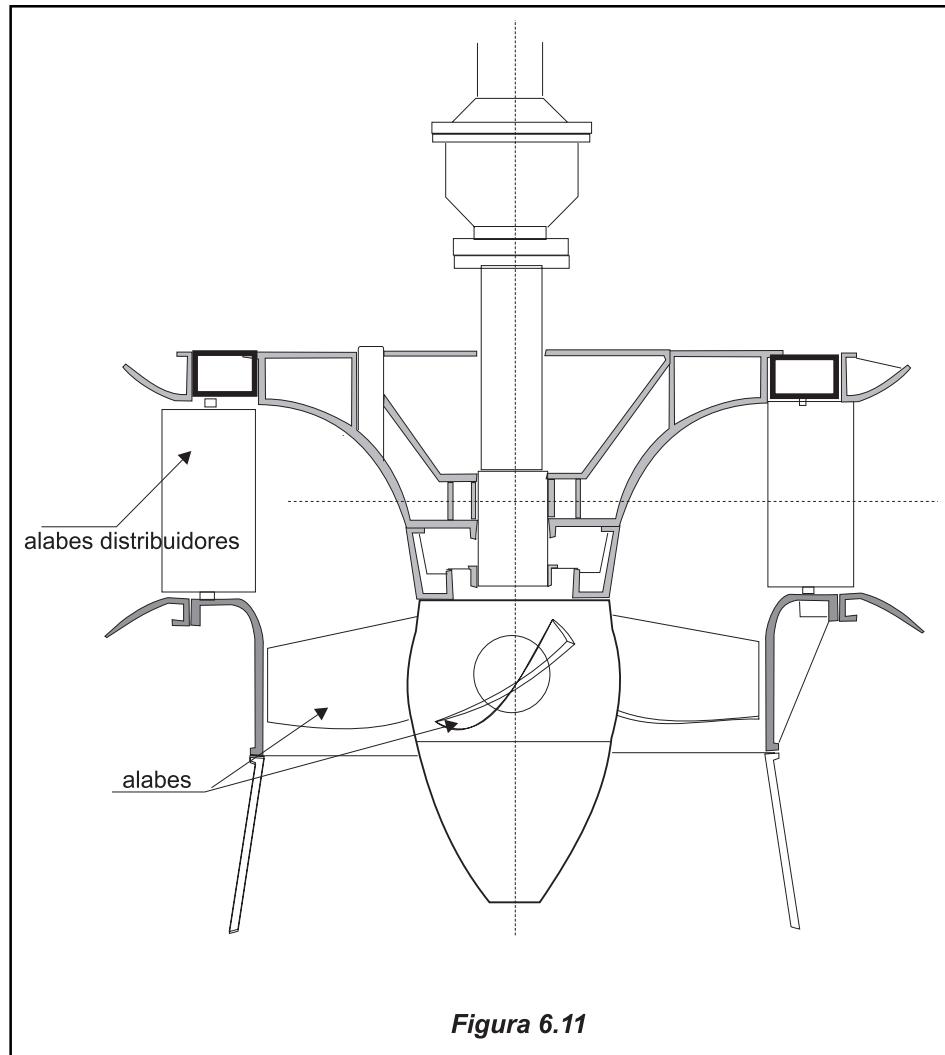
Turbinas Kaplan y de hélice

Son turbinas de reacción de flujo axial. Los alabes del rodete en las Kaplan son siempre regulables, mientras que los de los distribuidores, pueden ser fijos o regulables. Si ambos son regulables la turbina es una verdadera Kaplan; si solo son regulables los del rodete, la turbina es una Semi-Kaplan. Para su regulación, los alabes del rodete giran alrededor de su eje, accionados por unas manivelas, que son solidarias de unas bielas articuladas a una cruceta, que se desplaza hacia arriba o hacia abajo por el interior del eje hueco de la turbina. Este desplazamiento es accionado por un servomotor hidráulico, con la turbina en movimiento. La fotografía 6.8 muestra el dispositivo de accionamiento de los alabes de regulación de una turbina Kaplan de eje vertical, no muy diferente del que equipan las turbinas Francis. En la fotografía el rotor, con alabes así mismo regulables, no había sido montado todavía.

Las turbinas Kaplan (figura 6.11) son de admisión radial mientras que las semi-kaplan puede ser de admisión radial o axial

Las turbinas de hélice se caracterizan porque tanto los alabes del rodete como los del distribuidor son fijos, por lo que solo se utilizan cuando el caudal y el salto son prácticamente constantes.





La turbina bulbo es una derivación de las anteriores, caracterizada porque el agua pasa axialmente a través de alabes directrices fijos y porque el generador y el multiplicador (si existe) están contenidos en una carcasa estanca, con forma de bulbo, sumergida en el agua. La figura 6.12 muestra una turbina, en la que todo el equipo está alojado en un bulbo refrigerado por ventilación forzada con intercambiador aire-agua. Del bulbo salen solamente los cables eléctricos debidamente protegidos.

Bombas trabajando como turbinas

Bombas trabajando como turbinas
Las bombas centrífugas pueden trabajar como turbinas sin más que invertir su sentido de giro y hacer pasar el agua de la salida hacia la entrada. Como no tienen posibilidad de regulación, solo pueden utilizarse con un caudal y una altura de salto prácticamente constantes.

Foto 6.8



6.1.1.2 Por su velocidad específica

La gran mayoría de las estructuras hidráulicas - aliviaderos, disipadores de energía a la salida de un embalse, tomas de agua, etc.- se proyectan hoy en día sobre la base de ensayos realizados con modelos a escala reducida. El comportamiento de estos modelos se fundamenta en la teoría de la similitud hidráulica, que incluye el análisis de la interrelación de las diversas magnitudes físicas que intervienen en el comportamiento dinámico del agua sobre la estructura, más conocido como análisis dimensional. El diseño de turbinas hidráulicas no constituye una excepción y los fabricantes de equipos también utilizan modelos a escala reducida. La pregunta que se plantea es la de si, conociendo como funciona un cierto tipo de máquinas bajo determinados parámetros hidráulicos, se puede saber como funcionará esa misma máquina, u otra geométricamente semejante, cuando opera bajo otros parámetros hidráulicos diferentes. Si podemos contestar a esta pregunta, la teoría de la similitud nos proporcionará un criterio científico con el que catalogar las turbinas, de gran utilidad en el proceso de selección de la turbina que mejor se adapta a las condiciones del aprovechamiento que proyectamos.

La contestación es positiva si el modelo y el prototipo son:

1. Geométricamente semejantes
2. Tienen el mismo coeficiente volumétrico, definido por $Q / A\sqrt{2gH}$

Para ser geométricamente semejantes el modelo tendrá que ser una reducción del prototipo con una relación fija para todas las dimensiones homogéneas. Las cantidades físicas involucradas en la semejanza son la longitud l , el área A y el volumen V . Si la relación de longitudes es k , la de áreas será k^2 y la de volúmenes k^3 . Para que modelo y prototipo tengan el mismo coeficiente volumétrico deberá cumplirse la ecuación:

$$\frac{Q}{Q'} = \sqrt{\frac{2gH}{2gH'}} \times \frac{A}{A'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} k^2 \quad (6.1)$$

La relación de potencia entre prototipo y modelo vendrá dada por:

$$\frac{P}{P'} = \frac{HQ}{H'Q'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} k^2 \quad (6.2)$$

Como $v = \sqrt{2gH}$; $\frac{v}{v'} = \sqrt{\frac{H}{H'}}$

la relación de velocidades angulares será:

$$\frac{n}{n'} = \frac{v/r}{v'/r'} = \frac{v}{v'} \times \frac{r'}{r} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \times \frac{1}{k} \quad (6.3)$$

Sustituyendo en (6.2) el valor de k despejado de (6.3)

$$\frac{P}{P'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} \left(\frac{H}{H'}\right)^{2/2} \frac{n'^2}{n^2} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{5/2} \left(\frac{n'}{n}\right)^2 \quad (6.4)$$

Realizando los ensayos del modelo, con un salto de 1 metro, y con un caudal Q tal que genere 1 kW de potencia, y suponiendo que el rodete gira a n_s rpm, la ecuación 6.4 se escribirá:

$$n_s = n \frac{\sqrt{P}}{H^{5/4}} \quad (6.5)$$

A n_s se la conoce como *velocidad específica*. Todas las turbinas con idénticas proporciones geométricas, aunque de diferente tamaño, tendrán una misma velocidad específica. Si el modelo se ha afinado para que el rendimiento hidráulico sea óptimo, todas las turbinas con la misma velocidad específica, tendrán también un rendimiento óptimo.

Sustituyendo P/P' por su equivalente $HQ/H'Q'$ en la ecuación (6.2), la ecuación (6.4) se escribirá:

$$\frac{HQ}{H'Q'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{5/2} \left(\frac{n'}{n}\right)^2 ; HQ = H^{5/2} \frac{n_q}{n} \text{ supuesto que } H'=1, Q'=1 \text{ y } n'=n_q$$

obtenemos $n_q = n \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}}$ (6.6)

que algunos fabricantes toman como velocidad específica

Hay que recordar que ninguna de estas expresiones de la velocidad específica es adimensional.

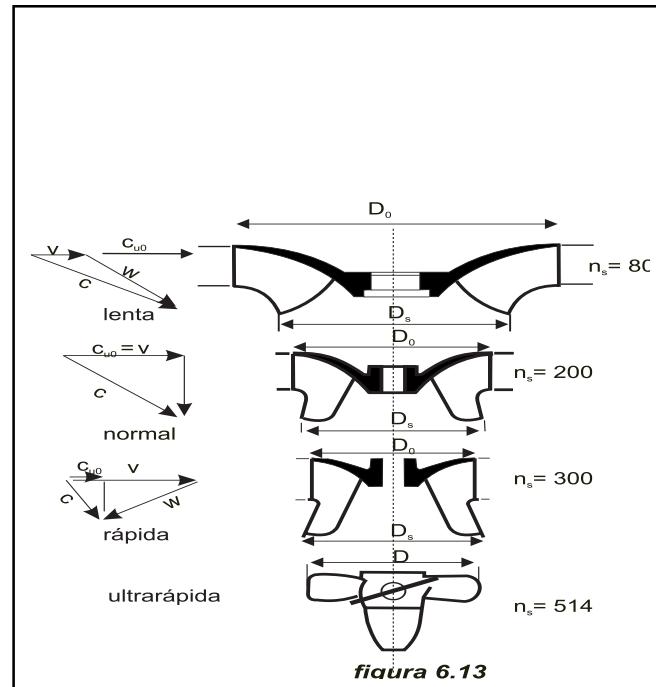


figura 6.13

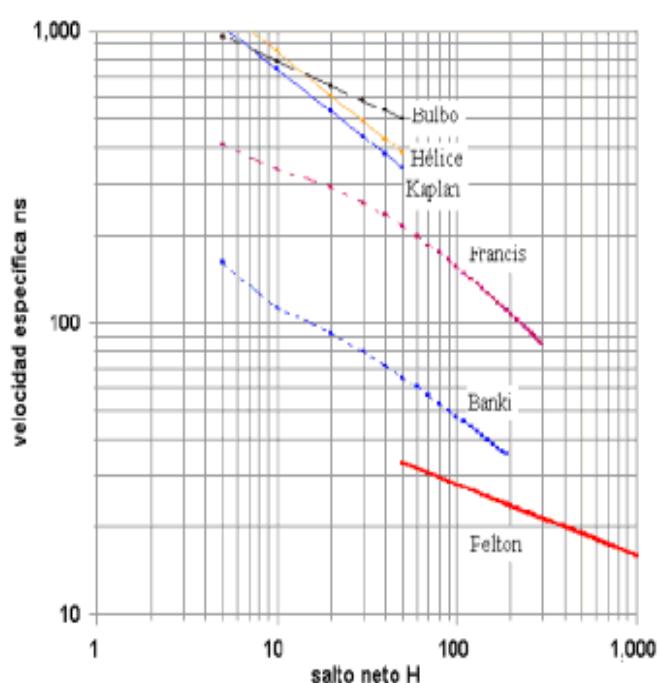


figura 6.14

La expresión adimensional viene dada por $N_s = \frac{\Omega \left(\frac{P}{\rho} \right)^{1/2}}{(gH)^{5/4}}$ en donde Ω es la velocidad angular y ρ la densidad del agua.

Aquí se entiende por n_s , la velocidad a que debe girar el modelo para que genere 1 kilovatio con un salto de 1 metro, velocidad que equivale a 166 N_s . En el caso de aceptar como velocidad específica n_q la equivalencia sería 193 N_s .

En la figura 6.13 se representan cuatro diseños de rodetes de turbinas de reacción, y su correspondiente velocidad específica, optimizados desde el punto de vista del rendimiento. Se ve como el rodeté evoluciona con la velocidad específica, para adaptarse a los parámetros del aprovechamiento. Un rodeté Francis lento, se utilizará en aprovechamientos de gran altura de salto, en los que si se utilizara un rodeté de alta velocidad específica, giraría a excesiva velocidad. Al evolucionar el rodeté con la velocidad específica, llega un momento en el que la llanta que une el borde inferior de los alabes produce un rozamiento excesivo, y para evitarla los alabes se construyen en voladizo, dando lugar a las turbinas Kaplan, Hélice y Bulbo, utilizadas en saltos de baja altura.

Por regla general los fabricantes de equipos anuncian el valor n_s de sus turbinas. Gran número de estudios estadísticos, llevados a cabo por De Siervo y Lugaresi⁴, Lugaresi y Massa⁵, Schweiger y Gregory⁶, Gordon⁷, Lindestrom, Kpordze y otros, sobre aprovechamientos muy diversos, han permitido correlacionar, para cada tipo de turbina, la velocidad específica con la altura de salto neto. A continuación damos las correlaciones utilizadas en este manual y representadas gráficamente en la figura 6.14. Se observa que existen zonas de solape en las que el proyectista tendrá que basar su elección en razones de costes.

Pelton (1 chorro)	$n_s = 85,49 / H^{0,243}$	(de Siervo y Lugaresi, 1978)
Francis	$n_s = 3763 / H^{0,654}$	(Schweiger y Gregori, 1989)
Kaplan	$n_s = 2283 / H^{0,486}$	(Schweiger y Gregori, 1989)
Flujo cruzado	$n_s = 513,25 / H^{0,505}$	(Kpordze y Warnick, 1983)
Hélice	$n_s = 2702 / H^{0,5}$	(USBR, 1976)
Bulbo	$n_s = 1520,26 / H^{0,2837}$	(Kpordze y Warnick, 1983)

Conociendo la velocidad específica se pueden estimar las dimensiones fundamentales de las turbinas. En las turbinas Pelton con una tobera, la velocidad específica varía entre 12 para un salto de 2000 m y 26 para uno de 100 m. Al aumentar el número de toberas, la velocidad específica aumenta en proporción a la raíz cuadrada de su número. Así, la velocidad específica de una Pelton con cuatro toberas (rara vez se sobrepasan las seis toberas, y eso solo en turbinas de eje vertical) es el doble del de una con una. La velocidad específica de una Pelton nunca supera 60 rpm.

El diámetro Pelton, es el de la circunferencia tangente al eje del chorro. La velocidad v_{ch} de salida el chorro, admitiendo un rendimiento del 0,97 es:

$$v_{ch} = 0,97 \sqrt{2gH} \quad (6.7)$$

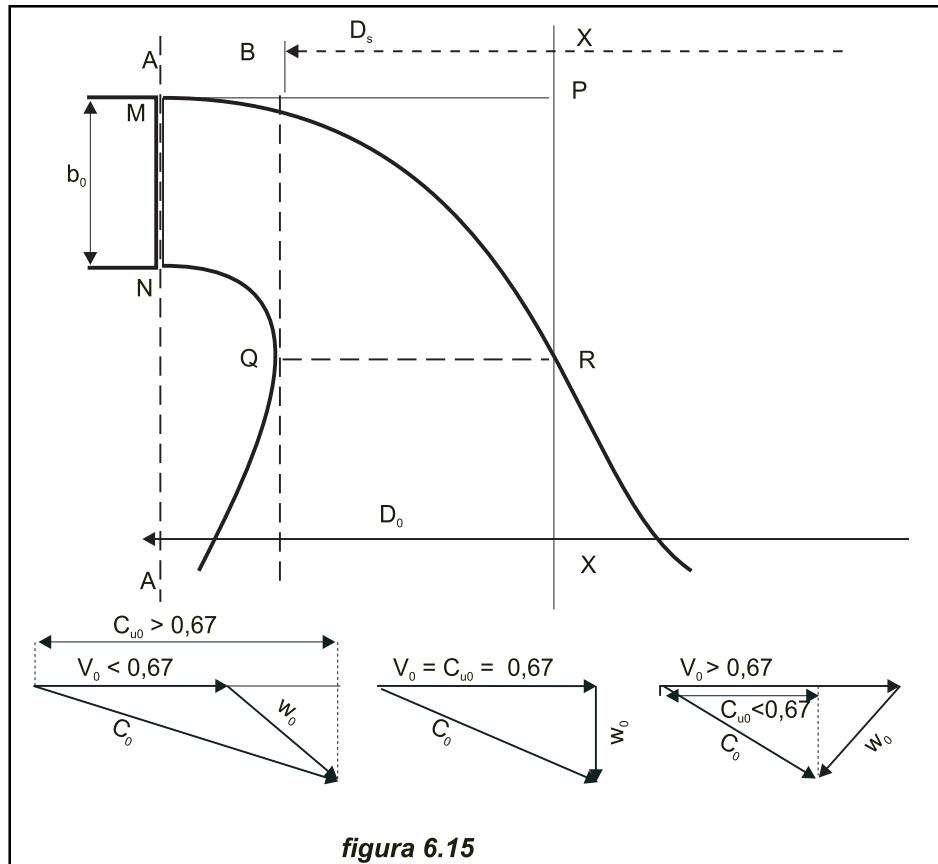


figura 6.15

Se demuestra fácilmente que en teoría la velocidad periférica V_0 , correspondiente al rendimiento máximo, es la mitad de la velocidad de salida del chorro v_{ch} . En la práctica ese rendimiento máximo se obtiene a una velocidad $0,47 v_{ch}$.

Conocida a priori la velocidad n de giro del rotor, su diámetro se deducirá de las ecuaciones:

$$V_0 = \frac{\pi D n}{60} = 0,47 v_{ch} = 0,456 \sqrt{2gH}$$

$$D = \frac{60 \times 0,456 \sqrt{2gH}}{\pi n} = 38,567 \frac{\sqrt{H}}{n} \quad (6.8)$$

El caudal del chorro es igual a su sección multiplicada por la velocidad:

$$Q = \frac{\pi d_{ch}^2}{4} v_{ch}$$

siendo d_{ch} el diámetro del chorro con lo que

$$d_{ch} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{ch}}} = \sqrt{\frac{Q}{3,37 \sqrt{H}}} \quad (6.9)$$

Si no se conoce Q , pero se conoce la potencia, como $P=8,33QH$

$$d_{ch} = \sqrt{\frac{P}{28,07H^{3/2}}}$$

El diámetro d no es el de la tobera, sino el de la vena líquida. Este diámetro varía con el diseño de la tobera, pero se acepta que una buena tobera produce una contracción de la vena tal, que la relación del cuadrado de los diámetros - de la vena y de la tobera - alcanza el valor 0,6. El diámetro de la vena contracta será pues $0,775 d$. La relación diámetro de tobera/diámetro rueda Pelton que asegura un buen rendimiento está dentro de la horquilla 0,12 - 0,06

El diámetro de una turbina Turgo es la mitad del de una Pelton, por lo que tendrá una velocidad específica doble de la de ésta. En una turbina de flujo cruzado, como la gran longitud del rodete permite hacer pasar caudales considerables con diámetros pequeños, la velocidad específica puede alcanzar las 100 rpm.

Las turbinas Francis cubren una gama de velocidades específicas que va desde las 60, de una Francis lenta, a las 400 que llegan a alcanzar las Francis ultrarrápidas. Los rodetes lentos se utilizan en aprovechamientos de hasta 350 m de altura de salto y los rápidos se destinan a aprovechamientos con saltos de 30 m. Debe hacerse notar que de acuerdo con los estudios llevados a cabo por Schweiger y Gregory sobre turbinas Francis de pequeña potencia⁸, las velocidades específicas de las turbinas de menos de 2 MW son sensiblemente inferiores a las que corresponderían a turbinas de mayor potencia.

La figura 6.15 a) muestra esquemáticamente el perfil del rodete de una turbina Francis, y la 6.15 b) el triángulo vectorial, correspondiente a rodetes lentos, normales y rápidos.

La velocidad absoluta C_0 tiene una componente radial, C_{mo} perpendicular al eje de la turbina, al que cortaría si se la prolongase, y otra tangencial C_{vo} que en el esquema de la figura 6.16 sería normal al plano del dibujo. A C_{mo} se la denomina componente meridiana y, multiplicada por la sección de salida del distribuidor, a la que es perpendicular, da el caudal de entrada a la turbina.

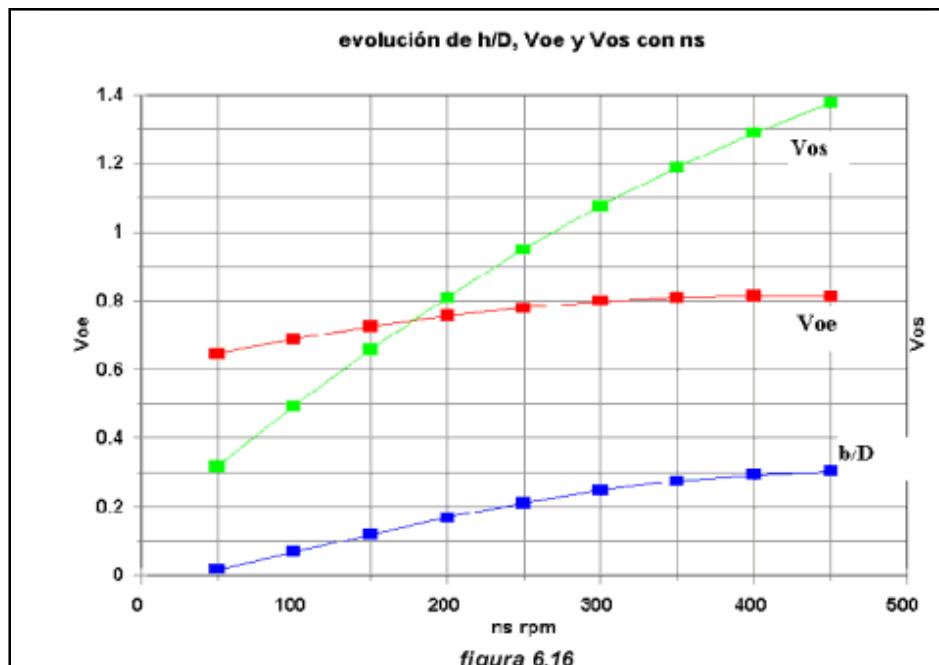
Precisamente, la comparación de esta con la proyección de la velocidad absoluta sobre la tangencial C_{uo} , nos permite clasificar los rodetes Francis, en lentos - cuando $V_0 < C_{uo}$ -, normales - cuando V_0 es del mismo orden que C_{uo} -, o rápidos cuando $V_0 > C_{uo}$.

La figura 6.16 permite estimar, en función de la velocidad específica n_s , el coeficiente de la velocidad de entrada v_{0e} , el de salida v_{0s} y la relación b/D , de altura a diámetro interno del distribuidor. La velocidad periférica vendrá dada por

$$V_0 = v_{0e} \sqrt{2gH}$$

y el diámetro de entrada D_0 por

$$D_0 = \frac{60v_{0e} \sqrt{2gH}}{\pi n} \quad (6.11)$$



Como antes el diámetro de salida vendrá dado por

$$D_s = \frac{60v_{0s} \sqrt{2gH}}{\pi n} \quad (6.12)$$

siempre que el eje de la turbina no atraviese el difusor. Si así fuera, habría que aumentar el diámetro para compensar la pérdida de sección del eje, dimensión fácil de calcular puesto que el diámetro se dimensiona en función del par de la turbina.

Las turbinas Kaplan alcanzan velocidades específicas muy superiores: 325 para una altura de salto de 45 m; 954 para una altura de salto de 5 m. Estas turbinas - en la horquilla de potencias propias de las pequeñas centrales están estandarizadas y utilizan un cierto número de componentes comunes. Utilizando solo 6 diámetros de rotor: 1,8 - 2,0 - 2,2 - 2,5 - 2,8 y 3,2 m, y tres diámetros de eje por rotor, con tres disposiciones para el distribuidor y tres multiplicadores diferentes, se puede hacer frente a todas las configuraciones posibles.

A nivel de anteproyecto el diámetro del rodete puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{2,2\sqrt{H}}} \quad (6.13)$$

en la que el diámetro D y la altura de salto H están en m y el caudal Q en m³/seg.

6.1.2 Criterios de selección

El tipo, geometría y dimensiones de la turbina están condicionados, fundamentalmente, por los siguientes criterios:

- Altura de salto neta
- Horquilla de caudales a turbinar
- Velocidad de rotación
- Problemas de cavitación
- Velocidad de embalamiento
- Costo

Altura del salto

El salto bruto es la distancia vertical, medida entre los niveles de la lámina de agua en la toma y en el canal de descarga, en las turbinas de reacción, o el eje de toberas en las de turbinas de acción. Conocido el salto bruto, para calcular el neto, basta deducir las pérdidas de carga, a lo largo de su recorrido tal y como se hizo en el ejemplo 5.6. En la Tabla 6.1 se especifica, para cada tipo de turbina, la horquilla de valores de salto neto dentro con la que puede trabajar. Obsérvese que hay evidentes solapamientos, de modo que para una determinada altura de salto pueden emplearse varios tipos de turbina .

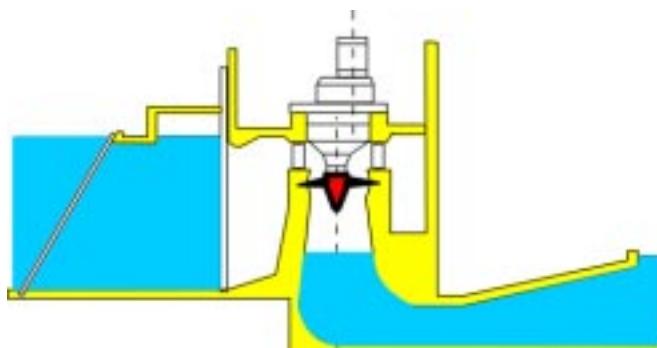
Tabla 6.1 Horquilla de alturas de salto

Tipo de turbina	horquilla de salto en metros
Kaplan y hélice	2 < H < 20
Francis	10 < H < 350
Pelton	50 < H < 1300
Michell-Banki	3 < H < 200
Turgo	50 < H < 250

El problema es particularmente crítico en el caso de los aprovechamientos de baja altura que, para que sean rentables, necesitan turbinar grandes volúmenes de agua. Se trata de aprovechamientos con 2 a 5 m de altura de salto y un caudal que puede variar entre 10 y 100 m³/seg. Utilizan turbinas con un diámetro de rodete entre 1,6 m y 3,2 m de diámetro, acoplada a un generador asíncrono a través de un multiplicador. Los conductos hidráulicos tienen unas dimensiones muy superiores a las requeridas por los aprovechamientos con saltos de media y gran altura, lo que conlleva la realización de importantes trabajos de obra civil, cuyo costo llega a superar al de los grupos turbo-generadores.

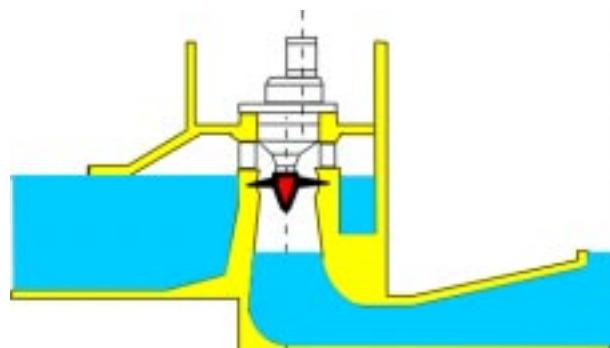
Para reducir el costo global (obra civil + equipos), y en particular reducir el volumen de obra civil, se han concebido un cierto número de configuraciones que han llegado a ser consideradas como clásicas⁹. Todas ellas hacen uso de uno de los dos tipos de turbinas aplicables a estos saltos: la kaplan y la semi-kaplan.. Los criterios de selección son bien conocidos :

- Horquilla de caudales a turbinar
- Altura de salto
- Naturaleza del terreno
- Criterios medioambientales (fundamentalmente impacto visual y sonoro)
- Costo de la mano de obra



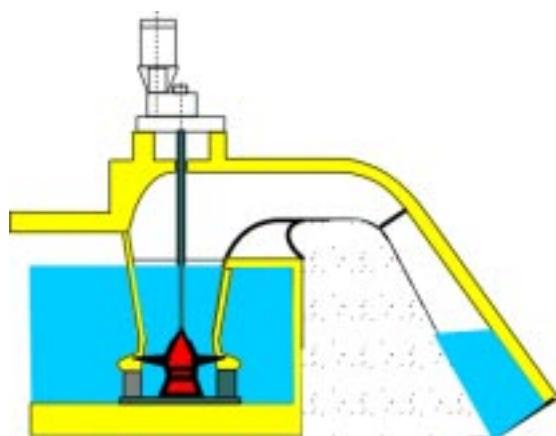
Kaplan o semi-Kaplan vertical multiplicador paralelo

figura 6.17



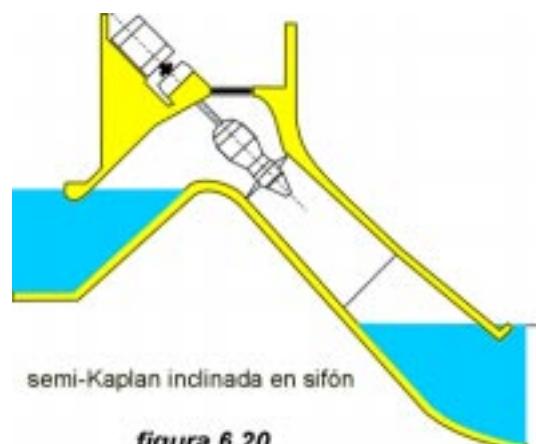
semi-Kaplan en sifón

figura 6.18



semi-Kaplan inversa en sifón

figura 6.19



semi-Kaplan inclinada en sifón

figura 6.20

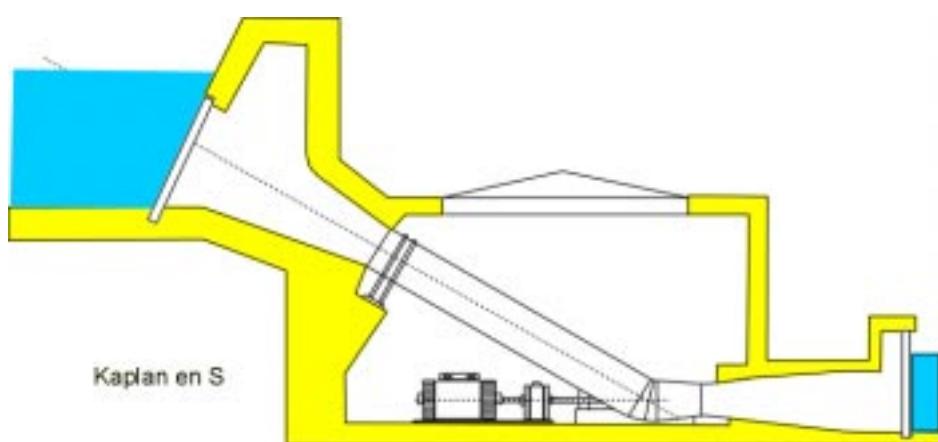


figura 6.21

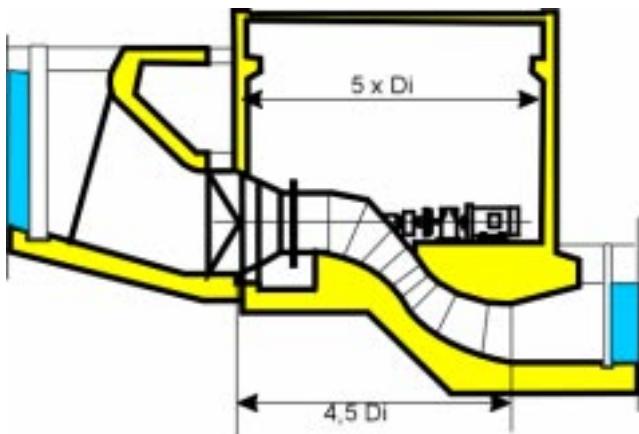


figura 6.22

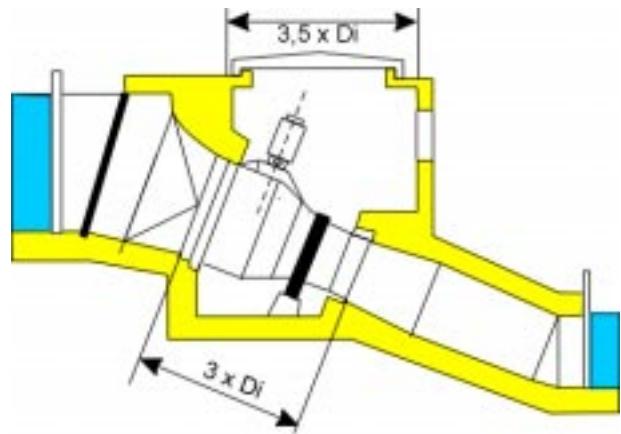
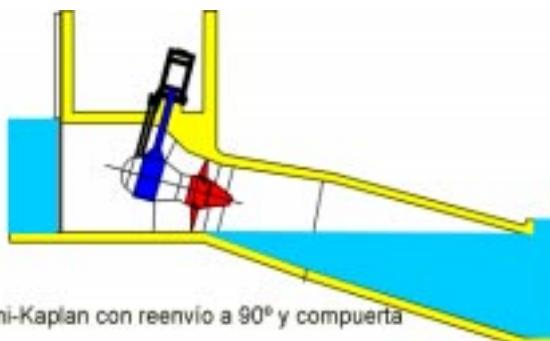
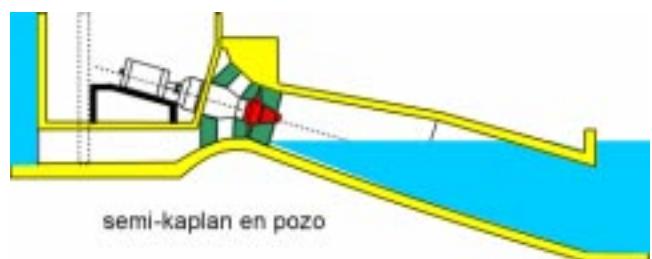


figure 6.23



Semi-Kaplan con reenvío a 90° y compuerta

figura 6.24



semi-kaplan en pozo

figura 6.25

Las configuraciones se diferencian en como el flujo atraviesa la turbina (radial o axial), en el sistema de cierre del paso de agua (compuerta, distribuidor o sifón) y en el tipo de multiplicador (engranajes paralelos, reenvío en ángulo, engranajes epicicloidales).

Tipo de configuración	flujo	sistema de cierre	tipo de multiplicador	figura
Kaplan o semi-Kaplan vertical	radial	compuerta	paralelo	6.17
Semi-Kaplan vertical en sifón	radial	sifón	paralelo	6.18
Semi-Kaplan inversa en sifón	radial	sifón	paralelo	6.19
Semi-Kaplan inclinada en sifón	axial	sifón	epicicloidal	6.20
Kaplan en S delante	axial	distribuidor	paralelo	6.21
Kaplan en S invertida	axial	distribuidor	paralelo	6.22
Kaplan con reenvío a 90°	axial	compuerta	cónico	6.23
Semi-Kaplan reenvío a 90°	axial	compuerta	cónico	6.24
Semi-Kaplan en pozo	axial	compuerta	epicicloidal	6.25

Los cierres de sifón son fiables, económicos y, dada su velocidad de cierre, impiden el embalamiento de la turbina, pero son muy ruidosos. La solución ideal desde el punto de vista de impacto visual y sónico es la de una casa de máquinas enterrada o semienterrada que solo es factible con una configuración de turbina en S, turbina inclinada con reenvío a 90° o turbina en pozo. La solución con reen-

vío a 90°, permite utilizar un generador a 1500 rpm, standard, barato y poco voluminoso, empleando un multiplicador de doble etapa - reductor planetario y cónico - en el que la velocidad relativamente elevada del eje, a la entrada del segundo, facilita el diseño de los piñones cónicos. La solución en S está siendo últimamente muy utilizada, aunque presenta el inconveniente de que el eje de la turbina tiene que atravesar el conducto de salida - o de entrada si la S se presenta invertida como en la figura 6.22 - lo que provoca una pérdida de carga en absoluto despreciable, como prueba un estudio reciente, según el cual en un aprovechamiento con un salto de 4 m y un caudal nominal de 24 m³/seg, la configuración con reenvío a 90° tiene un rendimiento global, entre un 3% y un 5% superior al de la configuración en S. Además, como muestran las figuras 6.22 y 6.23 los volúmenes, tanto de excavación como de hormigón son muy inferiores en la configuración con reenvío a 90° que en la configuración en S.

La configuración en pozo presenta la ventaja de que los principales órganos mecánicos son fácilmente accesibles, con lo que se facilita la inspección y el mantenimiento, especialmente en lo que respecta al acoplamiento turbina multiplicador, multiplicador propiamente dicho y generador. Al tener un mayor caudal específico (un 30% más que las kaplan de eje vertical) la turbina es más pequeña y la obra civil más sencilla.

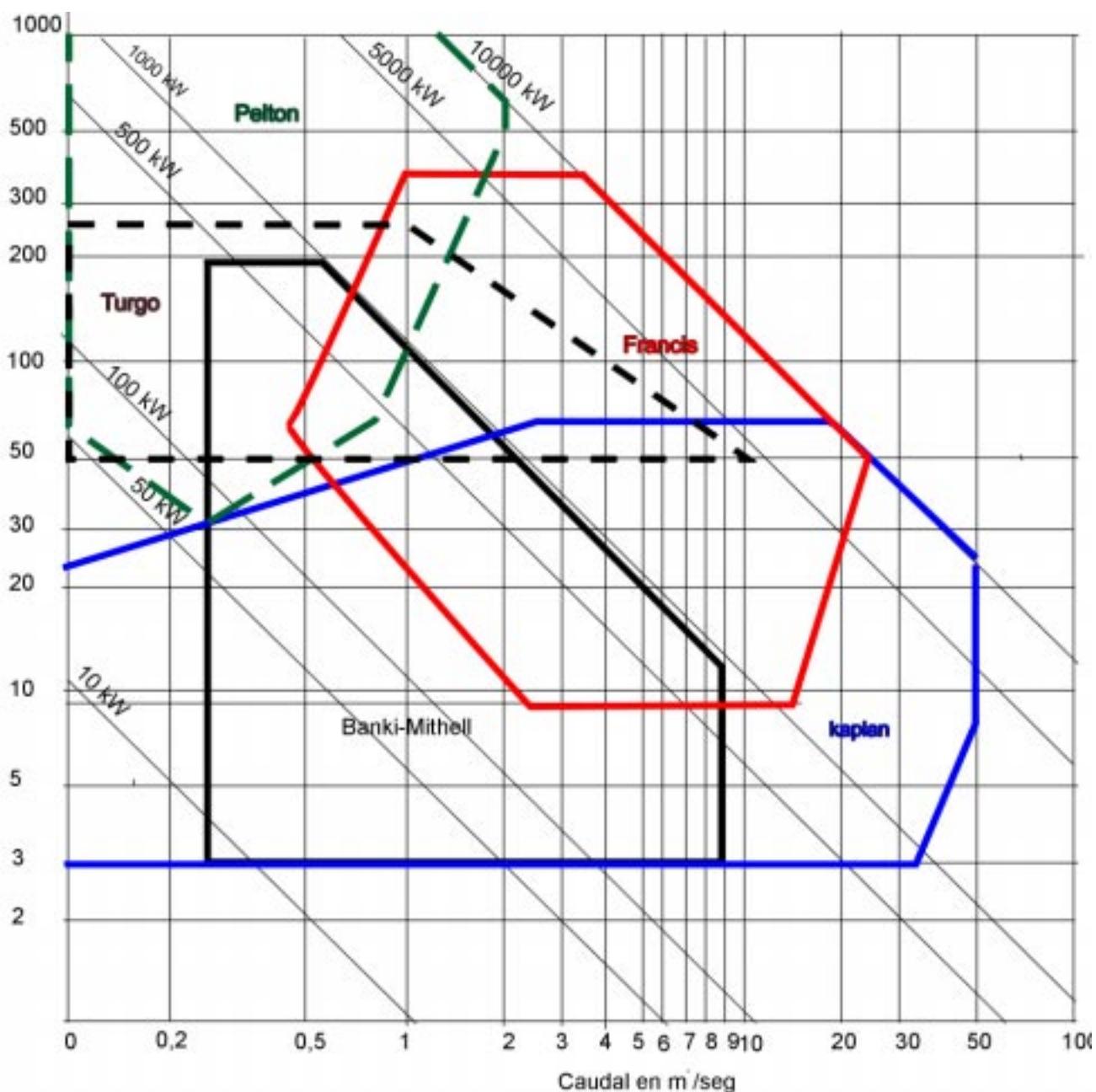
Puesto que una turbina de doble regulación tiene un caudal mínimo técnico del 20%, y una de simple regulación del 40%, siempre que el caudal mínimo a turbinar sea inferior al 40% del caudal de diseño, la decisión deberá inclinarse por una configuración de doble regulación.

Como una turbina solo puede trabajar con un caudal comprendido entre el nominal y el mínimo técnico, puede resultar interesante utilizar, en vez de una sola turbina, varias de menor potencia unitaria, y adaptar el número de unidades en funcionamiento al caudal disponible en cada momento. De esta forma todas las que están en marcha, menos una, trabajarán a plena carga y con un rendimiento global sensiblemente más alto. La utilización de múltiples turbinas, en lugar de una de mayor potencia, permite reducir el peso y tamaño de cada una de ellas, facilitando su transporte y montaje en obra. La velocidad de rotación de una turbina es inversamente proporcional a su diámetro, por lo que al sustituir un grupo grande por varios más pequeños, disminuirá el par de entrada al multiplicador y este podrá ser más pequeño. Al aumentar el número de turbinas, disminuirá también la relación kilos de turbina por metro cúbico de caudal turbinado, aunque aumentará el ratio costo de equipo/m³ de caudal turbinado.

Cuando aumenta el número de turbinas, disminuye el diámetro de los rodetes, lo que lleva a una reducción en la longitud de los elementos resistentes en la casa de máquinas y por tanto a una disminución de sus espesores. Por añadidura, al instalar varios grupos idénticos, los encofrados complejos pueden reutilizarse varias veces, disminuyendo así el costo de la obra civil.

Caudal

Un valor aislado del caudal no tiene ninguna significación. Lo que interesa es el régimen de caudales preferiblemente representado por la curva de caudales clasificados (CCC) obtenida de los datos procedentes de la estación de aforos o de los estudios hidrológicos, previos a la elección de la turbina. No todo el caudal representado en una CCC puede utilizarse para producir energía eléctrica. En



Limites de utilización de las turbinas

	Helice- Kaplan - Bulbo
	Francis
	Pelton
	Turgo
	Banki-Mithell

Figura 6.26

primer lugar hay que descartar el caudal ecológico que tiene que transitar todo el año por el cauce cortocircuitado. En segundo lugar, cada tipo de turbina solo puede trabajar con caudales comprendidos entre el nominal (para el que el rendimiento es máximo) y el mínimo técnico por debajo del cual no es estable.

Como se explicaba en la sección 3.5 del Capítulo 3, un caudal y una altura de salto definen un punto en el plano que reúne la, envolventes operacionales de cada tipo de turbina. Cualquier turbina dentro de cuya envolvente caiga dicho punto, podrá ser utilizada en el aprovechamiento en cuestión. La elección final será el resultado de un proceso iterativo, que balancee la producción anual de energía, el costo de adquisición y mantenimiento, y su fiabilidad.

La figura 6.26 se ha elaborado integrando los datos de varios fabricantes europeos, y muestra las envolventes operacionales de los tipos de turbina más utilizados. Los límites no son precisas, varían de fabricante a fabricante, en función de la tecnología utilizada, y tienen por ello un carácter exclusivamente orientativo.

Velocidad específica

La velocidad específica constituye un excelente criterio de selección, más preciso sin duda que el más convencional y conocido de las envolventes operacionales que acabamos de mencionar.

Por ejemplo, si queremos generar energía eléctrica en un aprovechamiento con un salto neto de 100 metros, utilizando una turbina de 800 kW directamente acoplada a un generador standard de 1500 rpm, empezaremos por calcular la velocidad específica, según la ecuación 6.5:

$$n_s = \frac{1500\sqrt{800}}{100^{1,25}} = 134$$

de lo que se deduce que la única elección posible es una turbina Francis. Si, por el contrario admitimos la instalación de un multiplicador con una relación de hasta 1:3, la turbina podría girar entre 500 y 1.500 rpm, con lo que su velocidad específica podría situarse entre 45 y 134 rpm. De esta forma la elección podría recaer, además de en la Francis, en una Turgo, una Ossberger o una Pelton de dos toberas.

Supongamos ahora que queremos instalar una turbina de 1500 kW de potencia en un aprovechamiento con un salto de 400 m, directamente acoplada a un generador a 1000 rpm. Calcularemos primero la velocidad específica n_s :

$$n_s = \frac{n\sqrt{P}}{H^{1,25}} = \frac{1000\sqrt{1500}}{400^{1,25}} = 21,65$$

que nos confirma debemos seleccionar una Pelton de una tobera, cuyo diámetro, de acuerdo con la ecuación (6.8) será

$$D = \frac{38,567\sqrt{800}}{750} = 0,77 \text{ m}$$

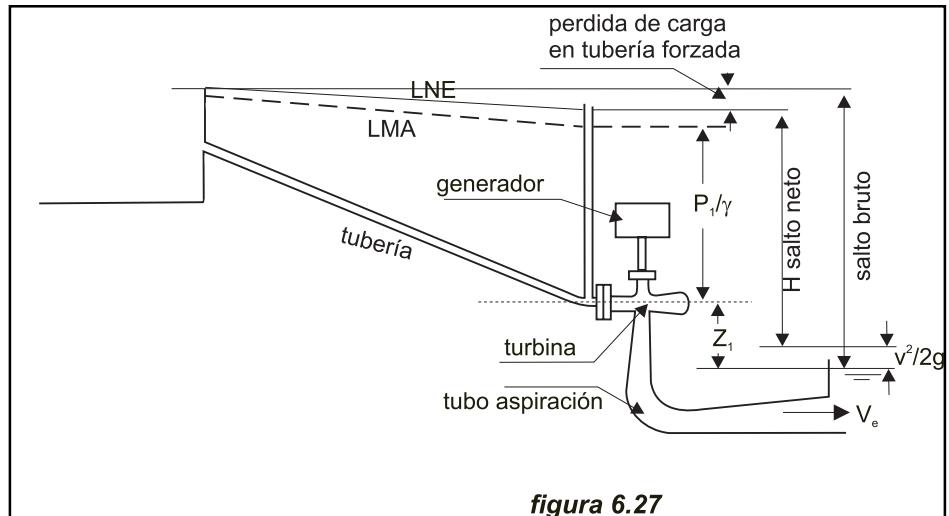


figura 6.27

Cavitación

Cuando la presión ejercida sobre un líquido en movimiento, desciende por debajo de su presión de vaporización, éste se evapora formando gran número de pequeñas burbujas, que al ser arrastradas a zonas de mayor presión, terminan por estallar. La formación de estas burbujas y su subsiguiente estallido, es lo que constituye la cavitación. La experiencia demuestra que el estallido de esas burbujas genera impulsos de presión muy elevados, que van acompañados de fuertes ruidos (una turbina en cavitación suena como si a través de ella pasasen montones de grava), y que la acción repetitiva de esos impulsos produce una especie de corrosión difusa, formando picaduras en el metal ("pitting"). Con el tiempo esas picaduras, degeneran en verdaderas grietas con arrancamiento de metal. Las elevadas temperaturas generadas por esos impulsos y la presencia frecuente de gases ricos en oxígeno, agravan la corrosión. Un alabe sometido a cavitación aparece al cabo de cierto tiempo lleno de cavidades, lo que obliga a sustituirlo o, si aún se está a tiempo, a repararlo recargándolo por soldadura.

La experiencia demuestra que existe un coeficiente, llamado σ_T de Thoma, que define con bastante precisión, bajo qué parámetros tiene lugar la cavitación. Este coeficiente se define por la ecuación

$$\sigma_T = H_{suc}/H \quad (6.13)$$

en la que H_{suc} es la altura de succión neta positiva y H la altura neta de salto.

Según la figura 6.27

$$H_{suc} = H_{atm} - z - H_{vap} + V_d^2/2g + H_i \quad (6.14)$$

en la que:

H_{atm} es la altura en metros de la columna de agua equivalente a la presión atmosférica del lugar donde está la central

H_{vap} es la presión del vapor de agua, en m de columna de agua, a su paso por la turbina

z es la altura de aspiración, o distancia entre el eje del rodamiento en turbinas de eje horizontal, o de su plano de referencia en turbinas de eje vertical, y la lámina de agua en el canal de descarga

V_d es la velocidad media del agua al salir al canal de descarga y H_l es la pérdida de carga en el difusor.

Si despreciamos las pérdidas de carga en el difusor y la altura correspondiente a la velocidad de salida V_d , el valor sigma critico del aprovechamiento vendrá definido por la ecuación:

$$\sigma_T = (H_{atm.} - H_{vap.} - z) / H \quad (6.15)$$

Para que no haya cavitación, la turbina deberá instalarse, como mínimo, a una altura z_p sobre la lama de agua en el canal de descarga dada por la ecuación

$$z_p = H_{atm.} - H_{vap.} - \sigma_T H \quad (6.16)$$

El sigma de una turbina es una función de su velocidad específica y el proyectista deberá solicitarla del fabricante. De todos modos, De Servio y Lugaresi, basándose en estudios estadísticos, han establecido para las turbinas Francis y Kaplan, la siguiente correlación entre s_T y velocidad específica:

$$\text{Francis} \quad \sigma_T = 7,54 \cdot 10^{-5} \cdot n_s^{1,41} \quad (6.17)$$

$$\text{Kaplan} \quad \sigma_T = 6,40 \cdot 10^{-5} \cdot n_s^{1,46} \quad (6.18)$$

Conviene subrayar que la altura de instalación varía sensiblemente con la altitud de la central. Como es sabido H_{atm} disminuye aproximadamente 1,1 m por cada 1000 m, desde los 10,3 m de columna de agua al nivel del mar a los 7 m a una altitud de 3000 m. Así una turbina Francis con una n_s de 150, trabajando con un salto de 100 m de altura (a la que corresponde una $\sigma_T=0,088$), que instalada en una central al nivel del mar exigiría una altura

$$z = 10,3 - 0,09 - 0,088 \cdot 100 = 1,41 \text{ m}$$

si se instalase a una altitud de 2000 m exigiría una altura

$$z = 8,1 - 0,09 - 0,088 \cdot 100 = -0,79 \text{ m}$$

por debajo de la lama de agua en el canal de descarga, altura que exige proceder a una obra importante de excavación.

Velocidad de rotación

Según la ecuación 6.5, la velocidad de rotación de una turbina es función de su velocidad específica, de su potencia y de la altura del aprovechamiento. En los pequeños aprovechamientos suelen emplearse generadores standard, por lo que hay que seleccionar la turbina de forma que, bien sea acoplada directamente o a través de un multiplicador, se alcance una velocidad de sincronismo.

La tabla 6.2 da las velocidades de sincronismo, para generadores multipolos con frecuencias de 50 Hz y 60 Hz.

Velocidad de embalamiento

Cuando, trabajando a plena potencia hidráulica, desaparece súbitamente la carga exterior, bien sea por corte del interruptor o por fallo en la excitación del alternador, la turbina aumenta su velocidad hasta alcanzar lo que se conoce como velocidad de embalamiento. Esta velocidad varía con el tipo de turbina, el ángulo de apertura del distribuidor y la altura de salto. En las turbinas Kaplan la velocidad de embalamiento puede llegar a ser 3,2 veces superior a la nominal. En las Francis,

Pelton, Banki y Turgo, esa relación varía entre 1,8 y 2. Hay que tener en cuenta que al aumentar la velocidad de embalamiento, se encarecen el multiplicador y el generador, que habrán de diseñarse para poder resistir las fuerzas de aceleración centrífuga correspondientes

Tabla 6.2 . Velocidad de sincronismo de los generadores

número de polos	frecuencia		número de polos	frecuencia	
	50 Hz	60 Hz		50 Hz	60Hz
2	3000	3600	16	375	450
4	1500	1800	18	333	400
6	1000	1200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300
12	500	600	26	231	277
14	428	540	28	214	257

6.1.3 Rendimiento de las turbinas

El rendimiento que garantizan los fabricantes de turbinas, está basado en el «International Code for the field acceptance tests of hydraulic turbines» (publicación IEC-41) o, cuando es aplicable, en el «International Code for model acceptance tests» (publicación IEC-193). El rendimiento se define como la relación entre la potencia mecánica transmitida al eje de la turbina y la potencia hidráulica correspondiente al caudal y salto nominales.

Hay que hacer notar que en las turbinas de acción (Pelton y Turgo), la altura de salto se mide hasta el punto de impacto del chorro que, para evitar que el rodete quede sumergido en épocas de riadas, estará siempre por encima del nivel de la lámina de agua en el canal de descarga, con lo que se pierde una cierta altura con respecto a las turbinas de reacción, en las que, como veremos, el plano de referencia es la propia lámina de agua.

Dadas las pérdidas que tienen lugar en el conjunto de la turbina de reacción, el rodete solo utiliza una altura H_u , inferior al salto neto H_n , tal y como se define en la figura 6.27. Estas pérdidas son esencialmente pérdidas de fricción y tienen lugar en la cámara espiral, en los alabes directores y del rodete, y sobre todo en el tubo de aspiración o difusor. El difusor tiene como misión recuperar el mayor porcentaje posible de la pérdida de energía cinética correspondiente a la velocidad a la que el agua sale del rodete, y su función es especialmente crítica en los rodetes de alta velocidad específica, en los que las pérdidas por este concepto podrían llegar a alcanzar el 50% del salto (mientras que en las Francis lentas apenas representan el 3%-4%). La columna de agua que acciona la turbina equivale al salto neto menos la presión equivalente a la energía cinética disipada en el tubo de aspiración, cuantificada por la expresión $V_e^2/2g$ (siendo V_e la velocidad media a la salida del tubo de aspiración). Es por eso que, a fin de reducir la velocidad media a la salida del tubo de aspiración, se aumenta el área de su sección de salida lo que conduce a un perfil cónico. Sin embargo, si se quiere evitar que la vena de agua se despegue de las paredes, el ángulo de conicidad no puede

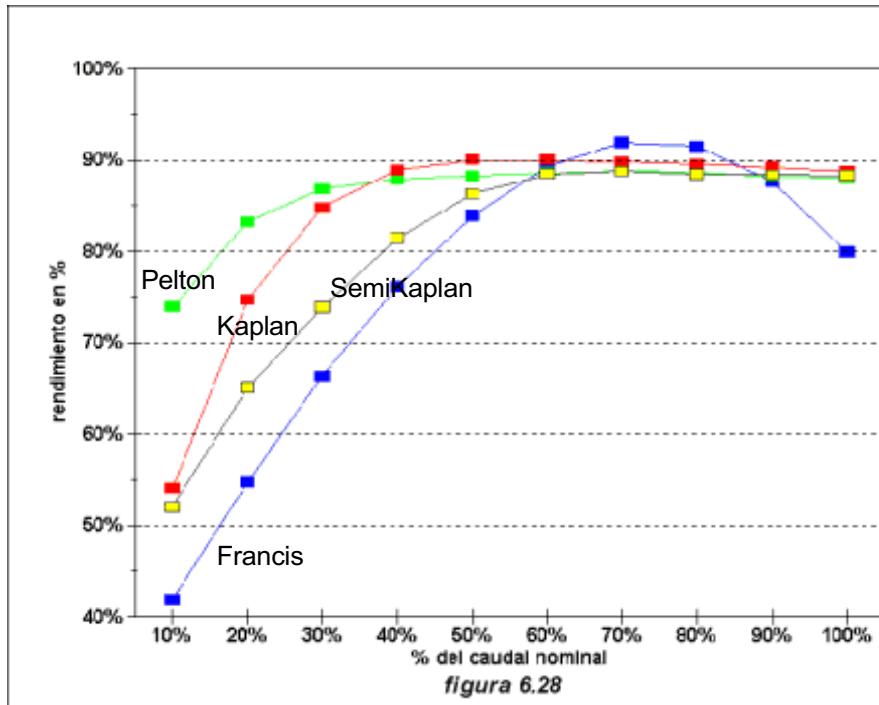


figura 6.28

superar los 7°. Un difusor bien diseñado permitirá instalar la turbina por encima del nivel del canal de descarga sin perder prácticamente altura de salto.

Los tubos de aspiración pueden ser de diversas formas: rectos, cónicos, curvados etc. En una turbina Francis de eje horizontal el tubo de aspiración al dejar la turbina tiene forzosamente que ir seguido por un codo. El tipo más utilizado es el difusor cónico recto utilizado en configuraciones verticales. Su eficiencia, como se ha dicho más arriba, empeora al superar los 7° de conicidad, pero para reducir la velocidad de salida con poca conicidad, los tubos resultan muy largos, y por lo tanto caros. Por eso con frecuencia se utilizan difusores con conicidades próximas a los 15 grados. Se sabe que, a la salida de la turbina, el agua tiene un cierto movimiento rotacional, que si es excesivo da lugar a variaciones de presión e inestabilidad pero que dentro de ciertos límites, mejora el rendimiento del difusor. Por todo lo dicho, el comportamiento del difusor es de tal importancia que se recomienda sea el constructor el que lo suministre, o al menos lo diseñe.

Por el momento no hay ningún código que defina la altura de salto en el cálculo del rendimiento de una turbina de flujo cruzado¹¹, por lo que hay que extremar las precauciones cuando se comparan soluciones en las que intervienen turbinas de este tipo. En todo caso midiendo la altura de salto con el mismo criterio que en las turbinas Pelton, su rendimiento rara vez supera el 84%.

La figura 6.28 muestra las curvas de rendimiento en función del caudal para distintos tipos de turbina. Para calcular el rendimiento global del grupo turbo-generador hay que multiplicar el de la turbina por el del multiplicador (si es que existe) y por el del generador. La turbina se diseña para trabajar con el caudal nominal, para el que, en general, el rendimiento es máximo. Cuando el caudal se aleja de ese valor, tanto hacia arriba como hacia abajo, desciende el rendimiento, hasta que

el caudal es inferior al mínimo técnico y la turbina no puede seguir funcionando.

Las turbinas Kaplan de doble regulación tienen un rendimiento aceptable a partir del 20% del caudal nominal. Las semi-Kaplan solo trabajan eficazmente a partir del 40% del nominal y las Francis con cámara espiral solo a partir del 50%. Por debajo del 40% una turbina Francis, dependiendo de su diseño y de las condiciones en que ha sido instalada, puede experimentar vibraciones que hacen inestable su funcionamiento y obligan a su parada.

Las turbinas de flujo cruzado tienen, para el caudal nominal, un rendimiento sensiblemente inferior a las Pelton, Francis o Kaplan, pero pueden trabajar con esa o parecida eficiencia en una horquilla de caudales mucho más amplia.

6.1.4 Curvas características de las turbinas.

Los fabricantes de turbinas determinan en laboratorio, sobre modelos reducidos y con los mismos criterios empleados para determinar la velocidad específica, curvas que correlacionan sus principales características.

Curvas par-velocidad.

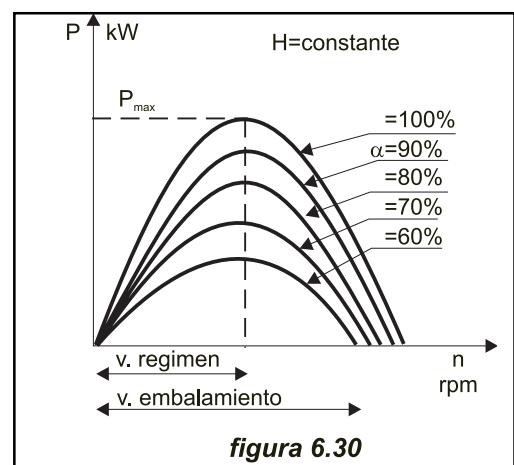
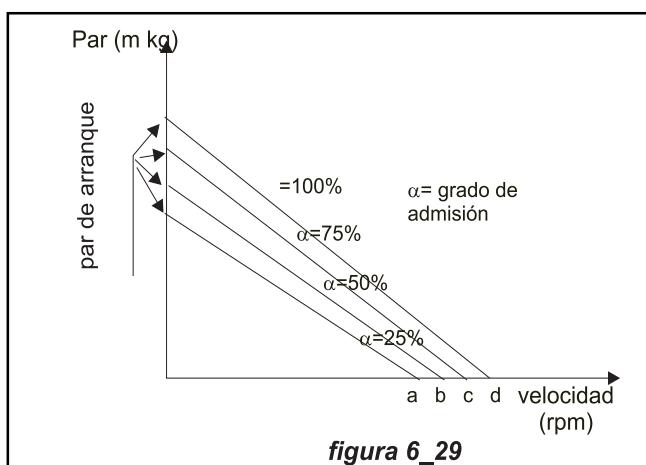
Son curvas (figura 6.29) que reflejan como varía el par con la velocidad de giro, para diferentes grados de admisión. Los resultados indican que, para un valor dado de la admisión, el par decrece linealmente al aumentar la velocidad. El valor máximo corresponde a la velocidad $n=0$ lo que da a la turbina un par de casi dos veces el nominal. El punto en que estas curvas cortan al eje de abscisas (par nulo) es lo que se conoce como velocidad de embalamiento n_e .

Curvas potencia-velocidad

Son curvas (figura 6.30) que se trazan en función del grado de admisión α para un salto neto constante. Las curvas, de forma parabólica, cortan al eje de las abscisas en dos puntos que corresponden a n_0 y n_e .

Curvas caudal velocidad

Son curvas - prácticamente rectilíneas - (figura 6.31) que reflejan el caudal admitido por la turbina en función de la velocidad, para una altura de salto fija y un



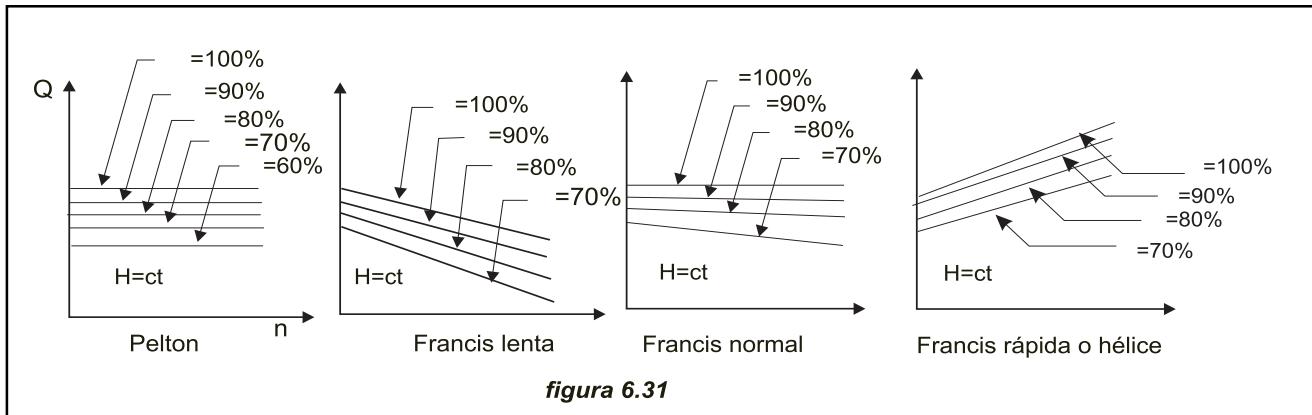


figura 6.31

grado de admisión variable. En las turbinas Pelton, las rectas son prácticamente horizontales; en las Francis lentas son descendentes (al aumentar la velocidad la turbina admite menos caudal); y en las Francis rápidas, ascendentes.

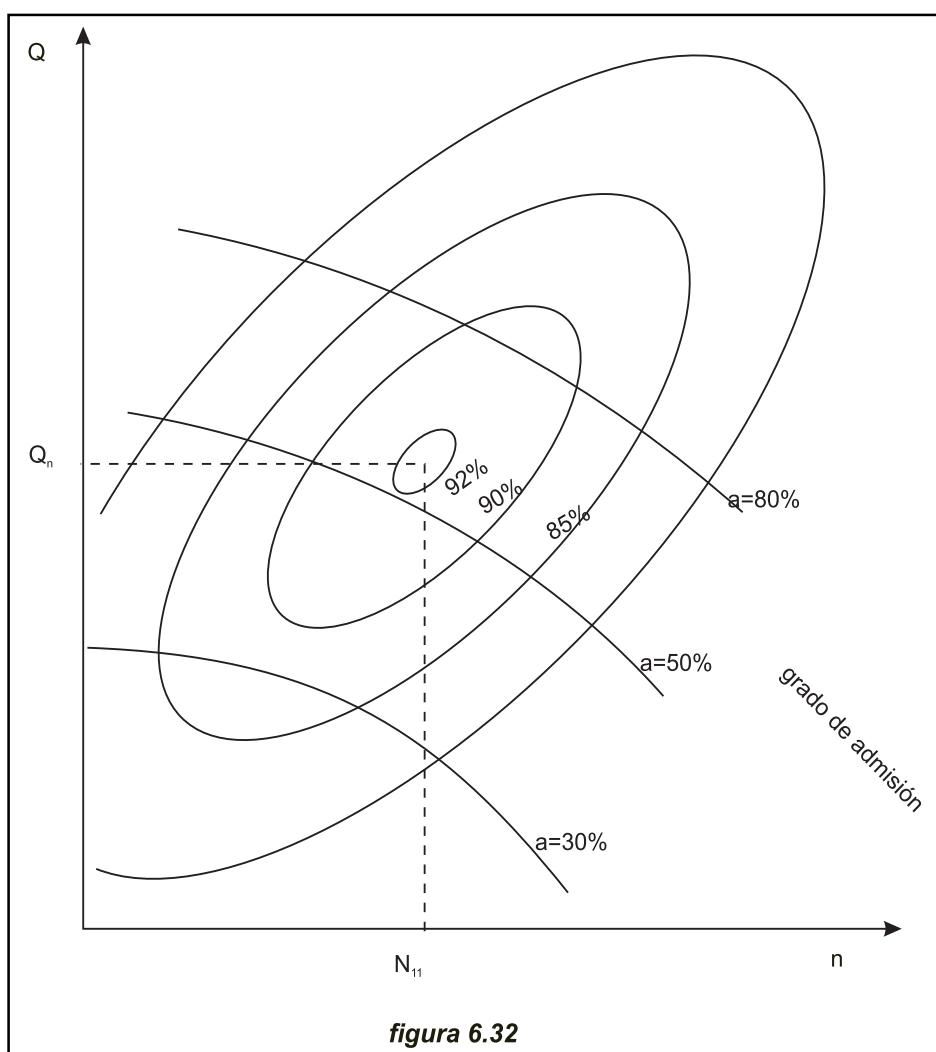


figura 6.32

Curvas de nivel

Cuando en el plano caudal-velocidad, se unen los puntos de igual rendimiento, se obtienen curvas semejantes a las curvas de nivel de un plano topográfico (figura 6.32). Si se combinan con la potencia como tercer eje, estas curvas tridimensionales forman lo que se conoce como colina de rendimientos

6.1.5 Funcionamiento de una turbina bajo parámetros diferentes

Es sabido que el caudal, la velocidad y la potencia de una turbina son específicos del aprovechamiento y función del salto con el que trabaja. De acuerdo con las reglas de semejanza, una turbina diseñada para trabajar con ciertos parámetros caracterizados por el sufijo 1, exhibirá otras características cuando trabaje con otros parámetros caracterizados por el sufijo 2. El caudal "Q" igual que en el caso de un orificio, será proporcional a la raíz cuadrada del salto "H".

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}} \text{ o sea } Q_2 = Q_1 \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}}$$

La velocidad "n" de una turbina es proporcional a la velocidad del flujo, también proporcional a la raíz cuadrada del salto "H".

$$\frac{n_2}{n_1} = \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}} \text{ o } n_2 = n_1 \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}}$$

Cuando la turbina instalada en el nuevo aprovechamiento gira a la velocidad "n₂" la potencia "P" es proporcional al producto del caudal por el salto

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{Q_2}{Q_1} \frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \text{ o } P_2 = P_1 \frac{E_2}{E_1} \frac{T_2}{T_1} \frac{K_2}{K_1}$$

El eje de la turbina se diseñó para soportar el par de torsión que es directamente proporcional a la potencia e inversamente proporcional a la velocidad de la turbina

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{P_2}{P_1} \frac{n_1}{n_2} = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \frac{H_2}{H_1}$$

Como el par es proporcional al cubo del diámetro del eje

$$d_{s2} = d_{s1} \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{1/3}$$

Se deduce que si el eje de la turbina estaba bien dimensionado, servirá para el nuevo aprovechamiento siempre que el salto sea inferior a aquel para la que aquella fue diseñada. Igual puede decirse del resto de los componentes: alabes directrices, alabes del rotor, cojinetes, etc. El multiplicador también deberá ser comprobado. Si el salto es ligeramente superior habrá que recalcular los componentes y tal vez reforzarlos sino se quiere correr el riesgo de disminuir excesivamente los coeficientes de seguridad.

Tratándose de una turbina de reacción habrá que comprobar la altura de instalación de la turbina para evitar la cavitación. Para ello es necesario que el suminis-

trador de la turbina de ocasión suministre el sigma de Thoma correspondiente. En otro caso habrá que utilizar el valor obtenido de aplicar la ecuación (6.17)

6.2 Multiplicadores de velocidad

Cuando turbina y generador trabajan a la misma velocidad y pueden montarse coaxialmente, se recomienda el acoplamiento directo, que evita pérdidas mecánicas y minimiza el mantenimiento ulterior. El fabricante de la turbina recomendará el tipo de acoplamiento a utilizar aún cuando un acoplamiento flexible, que tolera pequeños errores de alineación, es en general preferible..

En general, sobre todo en turbinas de baja potencia, los rodetes giran a menos de 400 rpm, lo que obliga al empleo de un multiplicador para alcanzar las 1.000-1.500 rpm de los alternadores standard, solución siempre más económica que la de utilizar un alternador especial, que tendrá que ser construido bajo pedido

6.2.1 Tipos de multiplicadores

Se clasifican en función del tipo de engranajes utilizados en su construcción.

paralelos

utilizan engranajes helicoidales, especialmente atractivos para potencias medias. La figura 6.33 y la fotografía 6.9 muestran un reductor de eje vertical, acoplado a una turbina Kaplan igualmente en configuración vertical.

cónicos

generalmente limitados a pequeñas potencias, utilizan engranajes cónicos espirales para el reenvío a 90°. La figura 6.34 muestra un multiplicador de dos etapas: una primera de engranajes planetarios y otra segunda de engranajes cónicos.

epicicloidales

utilizan engranajes epicicloidales con diseños muy compactos, especialmente adecuados para potencias de más de 2 MW

6.2.2 Diseño del multiplicador

La caja se diseña para garantizar, aún bajo solicitudes extremas, la correcta alineación de los componentes. En general se construyen de acero soldado, fuertemente rigidizado para que pueda resistir, sin deformarse, el empuje de la turbina y el par transmitido por el generador.

El reductor tiene que soportar esfuerzos excepcionales, causados por situaciones excepcionales, tales como un defecto de sincronismo, un cortocircuito o un embalamiento de la turbina, que generan esfuerzos puntuales que pueden llegar a romper los engranajes. Para proteger los engranajes contra estos esfuerzos puntuales, se recomienda utilizar limitadores de par que al presentarse una sobrecarga excesiva originan la rotura de la pieza que hace de acoplamiento.

Es importante que el volumen, calidad, temperatura y viscosidad del aceite se mantengan siempre dentro de especificaciones. Para garantizar una buena lubricación es aconsejable utilizar doble bomba y doble filtro de aceite.

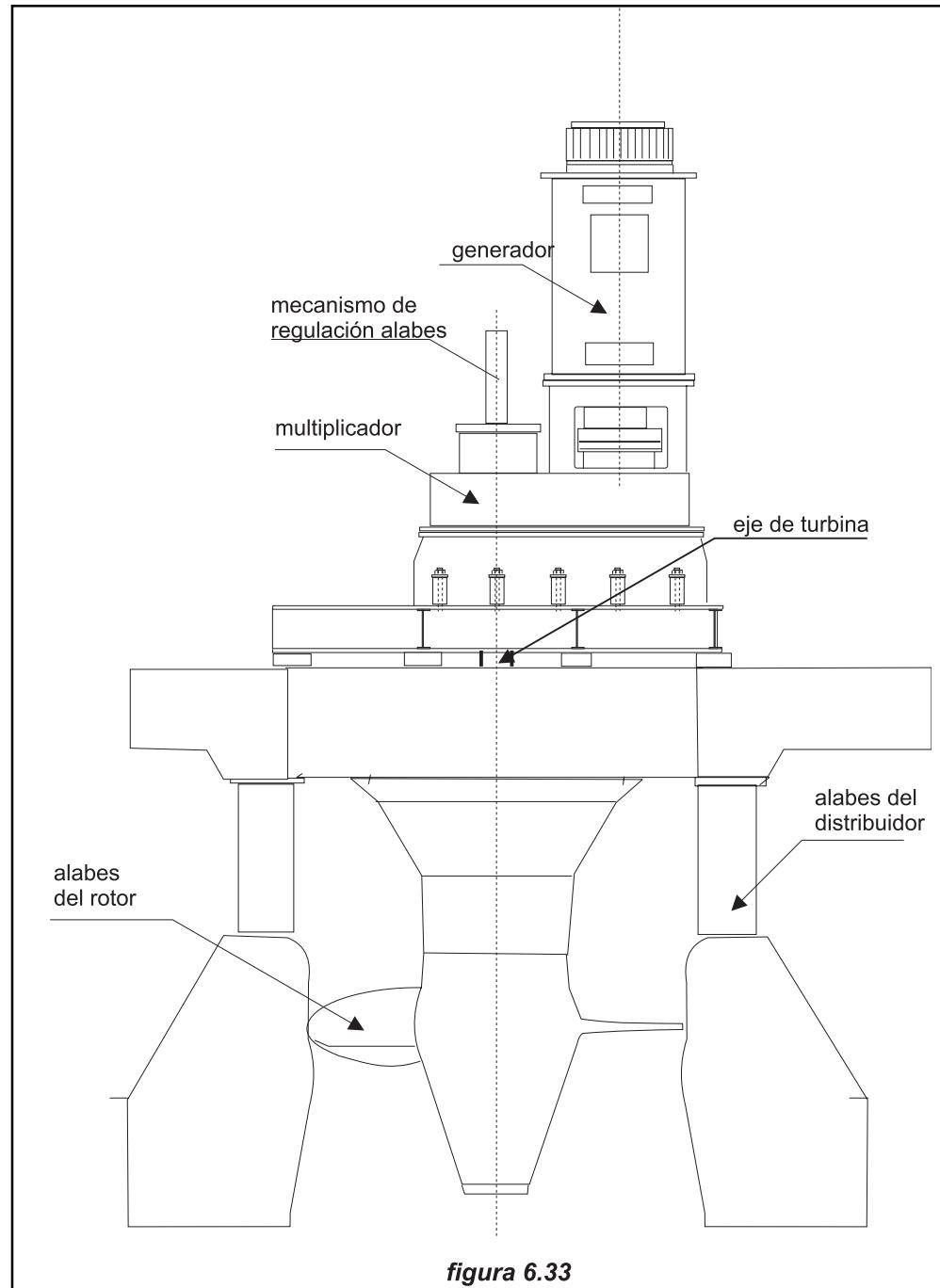


figura 6.33

Los multiplicadores se diseñan con arreglo a normas (AGMA 2001, B88 o DIN 3990) pero utilizando criterios conservadores en la evaluación de los esfuerzos. Estos criterios entran en conflicto con la necesidad de reducir costos pero, para encontrar el equilibrio entre fiabilidad y precio, hay que tener muy claras las ideas sobre como se dimensionan los componentes. Un buen conocimiento de las cargas de fatiga y una gran precisión en el tallado de engranajes, son condiciones indispensables para garantizar la durabilidad de un multiplicador.

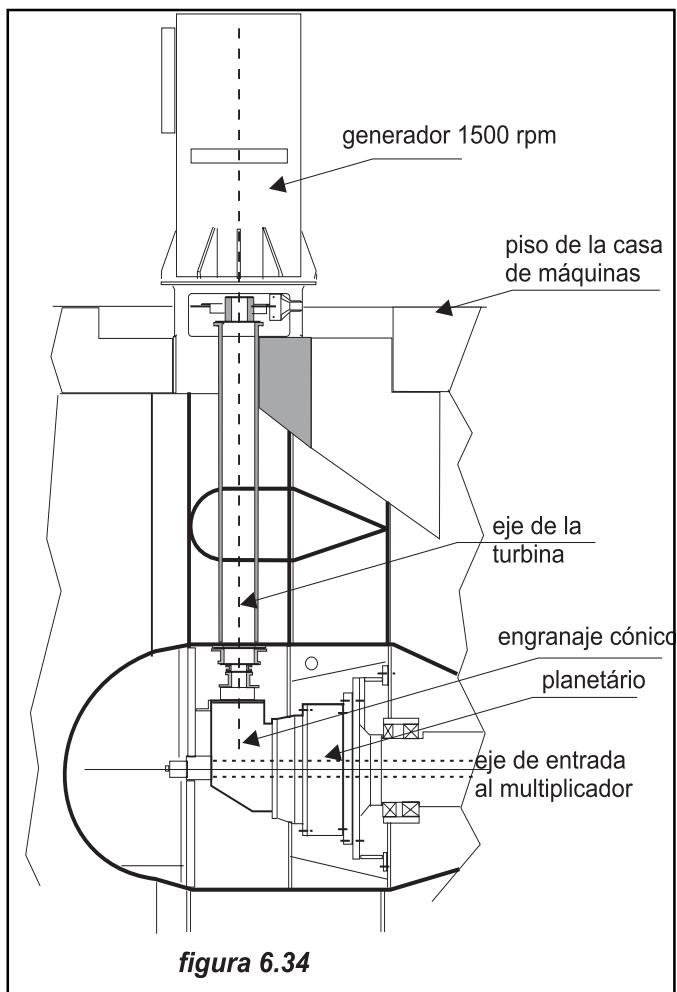


figura 6.34

Los factores metalúrgicos juegan también un papel importante. En cada caso hay que estudiar las ventajas respectivas de la nitruración y de la cimentación, muy en particular en lo que respecta a los esfuerzos permisibles en el contacto de los dientes.

La elección de los cojinetes es crucial para el diseño del multiplicador. Por debajo de 1 MW pueden utilizarse rodamientos de rodillos. Sin embargo, para mayores potencias resulta difícil encontrar rodamientos con una garantía de vida aceptable, por lo que a partir de esa potencia se utilizan cojinetes hidrodinámicos. Efectivamente, la vida de los rodillos está limitada por el fenómeno de fatiga, mientras que los cojinetes hidrodinámicos tienen una vida prácticamente ilimitada. Los cojinetes hidrodinámicos, por otra parte, admiten una cierta contaminación del aceite, cosa que no es tolerada por los rodillos.

6.2.3 Mantenimiento

El 70% de las averías son debidas a la deterioración o a la deficiencia en el circuito del lubricante: con frecuencia los filtros se atascan o entra agua en el circuito de lubricación. Por lo general los programas de mantenimiento se elaboran, ya sea prefijando los períodos de tiempo para cambio de filtros y de lubricante, ya sea analizando periódicamente el lubricante para mantener las condiciones especificadas. Esta última solución es la más recomendable.

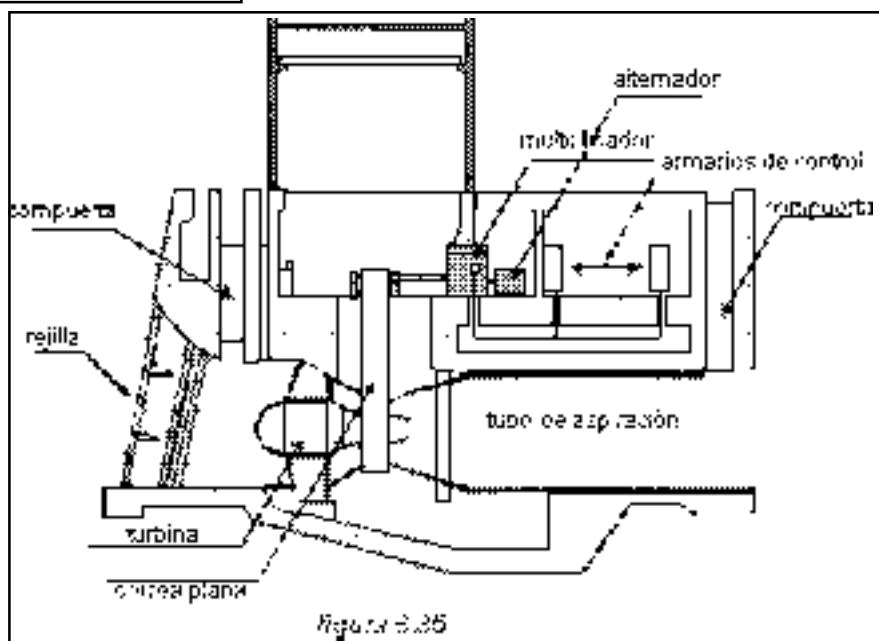


figura 6.25

Los multiplicadores de engranajes aumentan considerablemente el nivel de ruido en la casa de máquinas y como hemos visto requieren un mantenimiento cuidadoso. La pérdida de rendimiento por fricción puede alcanzar e incluso superar el 2% de la potencia, por lo que se buscan incansablemente soluciones alternativas. La figura 6.35 muestra un ejemplo de aplicación de una correa plana como multiplicador en lugar del convencional de engranajes.

6.3 Generadores

El generador tiene como misión transformar en energía eléctrica la energía mecánica suministrada por la turbina. En un principio se utilizaban generadores de corriente continua; actualmente, salvo raras excepciones, solo se utilizan alternadores trifásicos de corriente alterna. En función de la red que debe alimentar, el proyectista puede escoger entre:

- * **Alternadores síncronos** equipados con un sistema de excitación asociado a un regulador de tensión para que, antes de ser conectados a la red, generen energía eléctrica con el mismo voltaje, frecuencia y ángulo de desfase que aquella, así como la energía reactiva requerida por el sistema una vez conectados. Los alternadores síncronos pueden funcionar aislados de la red. Normalmente si la potencia sobrepasa los 5.000 kVA, se emplean generadores síncronos
- * **Alternadores asíncronos**, simples motores de inducción con rotor en jaula de ardilla, sin posibilidad de regulación de tensión, que giran a una velocidad directamente relacionada con la frecuencia de la red a la que están conectados. De esa red extraen su corriente de excitación y de ella absorben la energía reactiva necesaria para su propia magnetización. Esta energía reactiva puede compensarse, si se estima conveniente, mediante bancos de condensadores. No pueden generar corriente cuando están desconectados de la red ya que son incapaces de suministrar su propia corriente de excitación. Se emplean siempre que la potencia sea inferior a 500 kVA. Entre 500 kVA y 5.000 kVA la elección viene condicionada por la capacidad de la red de distribución.

Los alternadores síncronos son más caros que los asíncronos y se utilizan, para alimentar redes pequeñas, en las que su potencia representa una proporción sustancial de la carga del sistema, o en todo caso, cuando la potencia de la turbina supera los 5.000 kVA. Los asíncronos se utilizan en grandes redes, en las que su potencia representa un porcentaje insignificante de la carga del sistema. Su rendimiento, en todo el campo de funcionamiento, es de un dos a un cuatro por ciento inferior al de los alternadores síncronos.

Recientemente ha aparecido en el mercado, un generador de velocidad variable y frecuencia constante (VSG), ya empleado en turbinas eólicas, con el que la turbina puede girar a velocidad variable, manteniendo constantes la tensión y la frecuencia. Estos sistemas permiten «sincronizar» el generador con la red, aún antes de haber comenzado a girar. La clave del sistema reside en el uso de un convertidor serie-resonante en conjunción con una máquina doblemente alimentada¹². Sus únicas limitaciones, por el momento, son su potencia máxima que es muy baja, y su elevado precio.

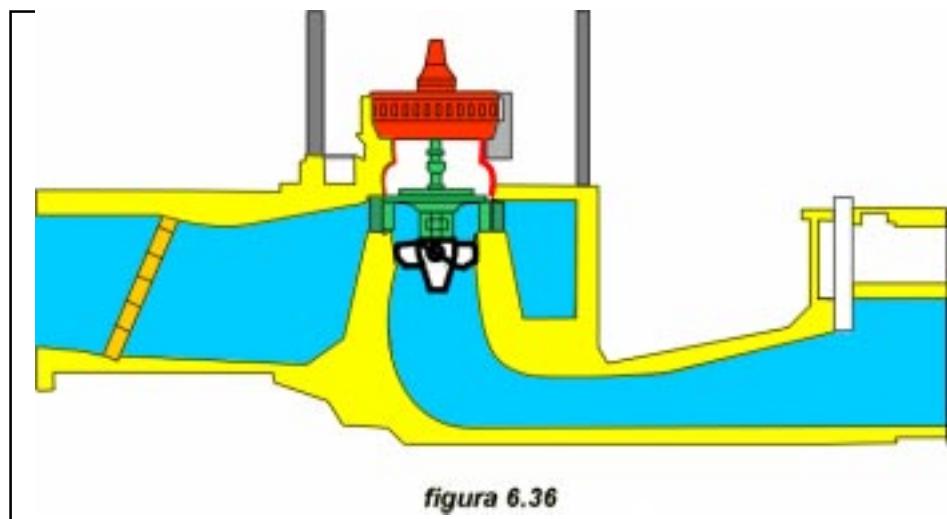


figura 6.36

La tensión de generación viene determinada por la potencia del generador. Lo normal es generar a 380 V hasta 1.400 kVA y a 6000/6600 para potencias mayores. La generación a 380 V tiene la ventaja de poder emplear como transformadores del grupo, transformadores normalizados de distribución, y de poder extraer del secundario, la potencia necesaria para los servicios auxiliares de la central. Cuando se genera en alta tensión la potencia para los servicios auxiliares se extrae de la línea a través de un transfo AT/BT.

6.3.1 Disposición del generador con respecto a la turbina

Los generadores pueden ser de eje horizontal o de eje vertical, independientemente de cual sea el tipo o configuración de turbina utilizada, pero por regla general los generadores adoptan la misma configuración que la turbina. En las turbinas Kaplan o Hélice dispuestas en ángulo se utiliza a veces, para aprovechar mejor el espacio disponible, un reductor con reenvío a 90°. La figura 6.36 muestra una configuración de turbina Kaplan de eje vertical, de 214 rpm, directamente acoplada a un generador de 28 polos. En la foto 6.9 se ve otra configuración del mismo tipo, pero acoplada a un generador estándar a través de un reductor de engranajes helicoidales y ejes paralelos.

Otro criterio que caracteriza a los generadores es la disposición de sus cojinetes. Con turbinas Francis de eje horizontal es bastante frecuente utilizar un generador horizontal con dos cojinetes y montar en voladizo el rotor de la turbina para evitar que el eje atraviese el tubo de aspiración, lo que aumentaría la pérdida de carga y complicaría su fabricación. En las turbinas Pelton de eje horizontal suele emplearse la misma configuración, disponiendo también en voladizo el rodete. Estos generadores, si son pequeños, se refrigeran con aire en circuito abierto, y cuando son mayores, se refrigeran por agua en circuito cerrado, empleando intercambiadores agua-aire.

6.3.2 Excitación

Foto 6.9

Para dar excitación a un generador síncrono se hace circular una corriente continua por el circuito de los polos inductores, lo que representa entre el 0,5% al 1% de la potencia útil del generador. Aunque la tendencia es a utilizar excitatrices estáticas aún existen excitatrices rotativas.



Excitatrices rotativas de corriente continua

Los inducidos de la excitatriz principal y auxiliar van montados sobre el eje del generador principal. Utilizando dos excitatrices en cascada se amplifica la potencia y se regula la tensión, actuando sobre un circuito de poca potencia.

Excitatrices de corriente alterna sin escobillas

Se utiliza un pequeño generador de corriente alterna cuyo inducido va montado en el rotor del generador principal. La corriente se rectifica mediante un rectificador, eliminándose el problema de mantenimiento de las escobillas. La tensión se regula mediante un equipo electrónico que actúa sobre la excitación de la excitatriz.

Excitatrices estáticas

La corriente de excitación se extrae de los terminales del generador principal, mediante un transformador. Esta corriente se rectifica mediante un equipo electrónico y se inyecta en el bobinado de excitación rotórica del generador, gracias a un sistema de escobillas y anillos rozantes. Cuando el generador arranca no hay tensión en bornes y por lo tanto no se dispone de corriente de excitación. Los magnetismos remanentes, ayudados si es necesario por una batería, permiten iniciar el funcionamiento, que se normaliza inmediatamente en cuanto la tensión en bornes alcanza un valor modesto. Estos equipos exigen menos mantenimientos, tienen buen rendimiento y la velocidad de respuesta del generador, ante las oscilaciones de tensión, es muy buena.

6.3.3 Equipos de regulación de tensión y sincronización

6.3.3.1 Generadores asincrónos

Un generador asincrónico necesita, para asegurar su magnetización, tomar una cierta potencia reactiva de la red, aunque existe teóricamente la posibilidad de acoplarlo a una batería de condensadores, que le proporcionen la energía magnetizante que necesita. La red es también la que marca la frecuencia, y el generador aumenta su deslizamiento a medida que aumenta la potencia suministrada por la turbina. Su funcionamiento es absolutamente estable y hace innecesaria la existencia de un regulador de velocidad en la turbina.

El generador asincrónico presenta la ventaja adicional de no necesitar excitatriz, lo que simplifica el equipo y facilita las maniobras secuenciales de arranque. Para ello

se actúa sobre la admisión de la turbina, acelerándola hasta que el generador alcance el 90-95% de su velocidad de sincronismo, momento en el que un relé de velocidad da la orden de cierre del interruptor de línea. El generador pasa rápidamente a la velocidad de hipersincronismo, alcanzando la velocidad necesaria para que se igualen los pares motor y resistente en la zona de funcionamiento estable.

6.3.3.2 Generadores síncronos

El generador síncrono se arranca en vacío, actuando sobre la admisión de la turbina para aumentar gradualmente la velocidad. El generador se sincroniza con la red igualando previamente, en la máquina y en la red, las tensiones eficaces, las frecuencias, los desfases y el sentido de rotación. Cuando el generador alcanza una velocidad próxima al sincronismo, se arranca la excitación y se regula para que la tensión entre bornes sea igual a la tensión entre barras.

En generadores acoplados a una red aislada, el regulador debe mantener un valor predeterminado de la tensión sea cual sea la carga. Si está acoplado a una red importante, el regulador mantendrá el valor preajustado de la potencia reactiva.

6.4 Control

Las turbinas se diseñan para una altura de salto y un caudal predeterminados. Cualquier variación de estos parámetros debe compensarse abriendo o cerrando los dispositivos de control del caudal, tales como alabes directrices, válvulas o compuertas, a fin de mantener constante, ya sea la potencia de salida a la red, el nivel de la lámina de agua en la toma o el caudal que atraviesa la turbina.

En aprovechamientos que suministran energía a una red aislada, el parámetro a controlar es la velocidad del rodete, relacionado directamente con la frecuencia. En principio existen dos enfoques para regular la velocidad de estos grupos: variar el caudal de entrada a la turbina o disipar el exceso de potencia eléctrica en bancos de resistencias. Al aumentar la demanda de energía, el generador se sobrecarga y frena la turbina. En el enfoque más convencional, la regulación de la velocidad (frecuencia) se logra aumentando el caudal que entra a la turbina.

Para ello un sensor, mecánico o electrónico, detecta esa variación de velocidad y manda a un servomotor que modifique la apertura de los alabes del distribuidor (y eventualmente del rodete) de forma que admita más agua, y por ende más potencia hidráulica, a fin de que la turbina pueda satisfacer el incremento de la demanda. Del mismo modo, al disminuir la carga la turbina se acelera y el sensor envía una señal de signo contrario para cerrar los alabes del distribuidor.

En el caso de un generador asíncrono conectado a una gran red de distribución, de la que toma la corriente reactiva para generar su propio magnetismo, ésta se encarga de regular su frecuencia por lo que no es necesario instalar un regulador de velocidad. No obstante en determinadas circunstancias, por ejemplo cuando se abre por cualquier razón el interruptor de conexión a la red, esta tiende a embalarse con grave riesgo para la integridad del generador y del multiplicador, si es que existe. En estos casos es necesario interrumpir el suministro de agua a la

turbina, en un tiempo suficientemente corto para evitar que se embale, pero no tan corto que de lugar a un golpe de ariete en la tubería forzada. En el segundo enfoque la turbina funciona con caudal constante y genera una potencia eléctrica constante. Si el sistema demanda menos energía, la turbina tiende a embalarse; un sensor electrónico detecta el aumento de frecuencia y un dispositivo, conocido como controlador de carga, procede a disipar el exceso de energía en un banco de resistencias, manteniendo constante la demanda.

Los reguladores que trabajan con arreglo al primer enfoque se construyen para toda la gama de potencias. Inicialmente fueron concebidos para grandes turbinas y luego rediseñados para las turbinas pequeñas. Los que trabajan con el segundo enfoque raramente sobrepasan el techo de los 100 kW.

6.4.1 Reguladores de velocidad

Un regulador de velocidad consta en esencia de un sensor que detecta cualquier desviación de la velocidad con respecto al punto de consigna y un dispositivo que amplifica la señal transmitida por el sensor, para que ordene a un servomotor que accione los mecanismos que controlan el paso del agua a la turbina, manteniendo constante la velocidad y por tanto la frecuencia. En una turbina Francis, en la que se puede cortar el paso del agua cerrando los alabes del distribuidor, los mecanismos del servomotor tienen que ser muy robustos, para poder vencer la reacción del agua y los rozamientos mecánicos en los ejes. En una turbina Pelton el problema es más sencillo; no solo porque el sistema de aguja permite cerrar el inyector con muy poco esfuerzo, sino porque además accionando el deflector se impide que el agua llegue a las cazoletas aún sin haberse cerrado el inyector.

El servomotor, en general un cilindro hidráulico cuyo émbolo, según sea el tipo de turbina, está conectado mecánicamente a los alabes directrices o al inyector, es alimentado por una central hidráulica (foto 6.10) compuesta por un cárter, una bomba accionada por un motor eléctrico que suministra aceite a presión al sistema, un acumulador para el aceite a presión y la valvulería de control.

Los reguladores pueden ser mecánicos, mecano-hidráulicos o electro-hidráulicos, según la precisión y sofisticación que se deseé. Los mecánicos solo se utilizan en micro turbinas de pocos kilovatios de potencia, utilizando un centrífugo de bolas muy pesadas, que actúan directamente sobre el distribuidor. En los mecano-hidráulicos (figura 6.37), se utiliza como sensor un centrífugo de bolas convencional. Cuando, al aumentar la carga, la velocidad de la turbina disminuye, las bolas giran más despacio y caen, desplazando la posición del pistón en la válvula piloto, para enviar el aceite a presión a la cámara superior del cilindro.

En un regulador electro-hidráulico, un sensor electrónico, mide permanentemente la frecuencia (y eventualmente la tensión) y transmite la señal a un «sumidero» en el que se la compara con el valor de consigna. Si la señal transmitida por el sensor difiere de la de consigna, el sumidero emite una señal de error (positiva o negativa), que una vez amplificada es enviada al servomotor para que actúe en el sentido deseado.

Todos estos sistemas de regulación actúan por acción y reacción, corrigiendo en uno u otro sentido la posición del distribuidor, lo que provoca una cierta inestabilidad en el grupo. En los sistemas mecano-hidráulicos eso se corrige intercalando un amortiguador hidráulico («dash pot») que retarda la apertura de la válvula.

la piloto. En los sistemas electro-hidráulicos se llega a un grado de sofisticación muy superior, de forma que la corrección, que puede ser proporcional, integral o derivativa (PID), da lugar a un mínimo de variación en el proceso de regulación.

Para controlar la velocidad de la turbina regulando la admisión de agua se necesita que los componentes rotativos tengan una determinada inercia. Cuando se abre el interruptor que conecta el generador a la red, la potencia disponible se utiliza para acelerar el volante, de modo que al volver a conectar, ese volante de inercia, al decelerarse suministra una potencia adicional.

La ecuación básica del sistema rotativo viene dada por la ecuación:

$$J \frac{d\Omega}{dt} = T_t - T_c$$

en la que: J = momento de inercia de los componentes rotativos

Ω = velocidad angular

T_t = par de la turbina

T_c = par debido a la carga

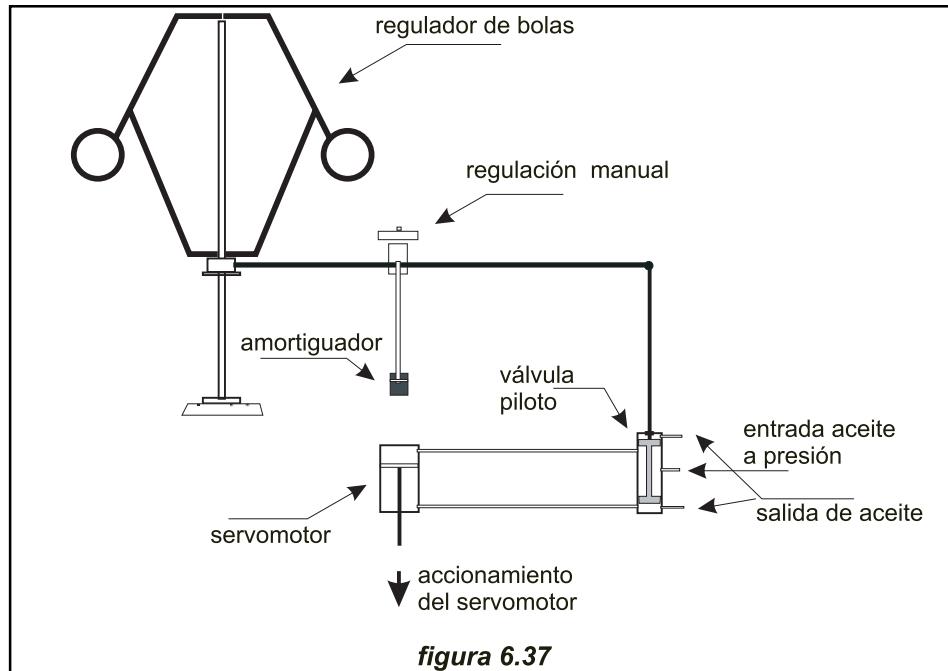
Cuando T_t es mayor o menor que T_c , $d\Omega/dt$ es distinto de cero por lo que la marcha es inestable, debiendo intervenir el regulador para que la potencia de la turbina iguale la carga del generador.

La regulación de la velocidad es función de la inercia del volante y de la de la columna de agua del sistema. El tiempo de arranque de la turbina viene dado por

$$t_s = \frac{Jn_0^2}{5000P}$$

Foto 6.10





en la que::

J = Kgm/s^2 del generador y turbina (y eventualmente del multiplicador)

n_0 = velocidad de giro normal de la turbina

P = potencia nominal en kW

El tiempo de arranque de la columna de agua viene dado por

$$t_p = \frac{\Sigma L v}{g H}$$

L = longitud de cada columna de agua

V = velocidad en cada componente de la columna de agua

H = altura de salto nominal

Para conseguir una buena regulación es conveniente que $t_s/t_p > 4$, aunque si se toman precauciones con el equipo de regulación se puede operar con ratios menores. Para aumentar el ratio se puede actuar, aumentando J o disminuyendo t_p . Para aumentar J se puede utilizar un generador de mayor tamaño o añadir un volante de inercia. Para reducir t_p se puede disminuir la longitud de las tuberías, la velocidad del agua en las mismas o utilizar chimeneas de equilibrio - lo que equivale a disminuir la longitud del circuito.

6.5 Equipos de sincronización y protección eléctrica

En todos los países, los reglamentos para el suministro de electricidad, obligan a las compañías distribuidoras a mantener, entre límites muy estrechos, la seguridad y la calidad de servicio. El productor independiente, si su central está co-

nectada a la red, tiene que operarla de forma que la compañía distribuidora pueda cumplir con esa obligación. Para ello entre los terminales del generador y la línea de salida se instalan dispositivos, que monitorizan el funcionamiento del equipo, protegen al generador, lo conectan a la red o lo aislan de la misma en caso de avería.

La monitorización se lleva a cabo mediante aparatos más o menos sofisticados para medir la tensión, intensidad y frecuencia en cada una de las tres fases, la energía producida por el generador, su factor de potencia, y eventualmente el nivel de agua en la cámara de carga. La tensión e intensidad de corriente se monitorizan mediante transformadores de potencia (PTs) y de corriente (CTs), para reducir su valor, generalmente muy elevado, a niveles más manejables.

Para que los diferentes sistemas de protección puedan cumplir su misión, se necesita un interruptor principal, ya sea de aire comprimido, magnético o de vacío, capaz de aislar el generador de la red, aún cuando esté trabajando a plena carga.

Como elementos de protección se necesitan:

- Relés de protección de la interconexión que garantizan la desconexión en el caso de un fallo en la red.
- Relés de mínima tensión conectados entre fases.
- Relé de máxima tensión

Protección tierra-estator

Máxima intensidad, con actuación temporizada e instantánea. Si el generador es de baja tensión estos relés pueden ser directos y estar instalados en el mismo interruptor.

Retorno de energía

Para detectar fallos en los arrollamientos del estator, y actuar antes de que se quemen, se utilizan relés diferenciales. Existen también relés que actúan sobre el interruptor principal cuando la temperatura del generador o del transformador de salida sobrepasan los límites aceptables, o en el caso de tensiones superiores o inferiores a la normal.

Entre las protecciones mecánicas conviene incluir las siguientes: embalamiento de la turbina; sobretemperatura en eje y cojinetes; nivel y circulación del circuito de refrigeración (si es que existe); nivel y circulación del aceite a presión; nivel mínimo en la cámara de carga.

El productor independiente es responsable de los sistemas de puesta a tierra de la instalación, que deben ser diseñados siguiendo instrucciones de la compañía distribuidora. El sistema de puesta a tierra varía con el número de unidades instaladas y con la configuración de la central y su sistema de operación.

Por razones obvias, la central debe disponer de sistemas de contadores, para medirla energía activa suministrada a la red y la reactiva absorbida de la misma. La figura 6.38 muestra un esquema unifilar de instalación en una central española que cumple con los reglamentos publicados al efecto.

6.6 Control automático

La mayoría de las pequeñas centrales trabajan sin personal permanente y funcionan mediante un sistema automático de control. Como no hay dos centrales iguales, resulta casi imposible definir su configuración óptima. No obstante, existen requisitos de aplicación general¹³:

- a) Todo sistema debe contar con dispositivos de control y medida de accionamiento manual para el arranque, totalmente independientes del control automático.
- b) El sistema debe incluir los dispositivos necesarios para poder detectar el funcionamiento defectuoso de cualquier componente importante, y poder desconectar inmediatamente la central de la red.
- c) Tiene que haber un sistema de telemetría que recoja, en permanencia, los datos esenciales para el funcionamiento de la planta poniéndolos al alcance del operador para que este pueda tomar las decisiones convenientes. Esos datos deberán ser almacenados en una base de datos, para una ulterior evaluación de la central.
- d) Debe incluir un sistema de control inteligente para que la central pueda funcionar sin personal.
- e) Debe ser posible acceder al sistema de control desde un punto alejado de la central para poder anular cualquier decisión tomada por el sistema inteligente..
- f) El sistema debe poder comunicar con las centrales situadas aguas arriba y aguas abajo, si es que existen, para optimizar la operación del conjunto.
- g) La anticipación de fallos constituye una mejora importante del sistema. Utilizando un sistema experto, en conjunción con una base de datos operacional, se pueden detectar los fallos antes de que se produzcan y tomar las decisiones necesarias para que no ocurran.

El sistema debe configurarse por módulos: un módulo de conversión analógico a digital para medir nivel de agua, ángulo de los alabes distribuidores (y o del rodamiento), potencia instantánea, temperaturas, etc; un módulo de conversión digital a analógico para accionar las válvulas del circuito hidráulico, los registradores etc; un módulo para contar los kWh generados, el caudal, la intensidad de precipitación etc.; un módulo «inteligente» de telemetría con las interfaces de comunicación, vía línea telefónica, radio etc. Este enfoque modular se presta a satisfacer los diferentes requisitos de cada central, permitiendo la normalización del «hardware» y del «software», reduciendo el costo y facilitando el mantenimiento..

Los sistemas de control automáticos contribuyen a aumentar la disponibilidad de la central, y a hacer trabajar las turbinas con una mayor eficiencia, produciendo así más kWh, con el mismo volumen de agua.

Con la generalización de los ordenadores personales, los precios de estos equipos resultan inferiores a los de los antiguos procesadores programables (PLC). La posibilidad de utilizar nuevos componentes, como discos duros y periféricos en tarjetas PCMCIA; la alimentación en corriente continua procedente de las baterías de la central; la variedad y fiabilidad de las tarjetas de entrada y salida de datos; los dispositivos de vigilancia (“watch dog”) del funcionamiento de la CPU, son otros tantos triunfos en manos del proyectista que puede ensamblar a bajo precio el *hardware* necesario, utilizando componentes estándar.

El software se diseña también con criterio modular para que su adaptación a cada planta puede hacerse rápidamente y a bajo coste. La generalización de los sistemas CAD permiten dibujar con precisión un sinóptico de la planta y visuali-

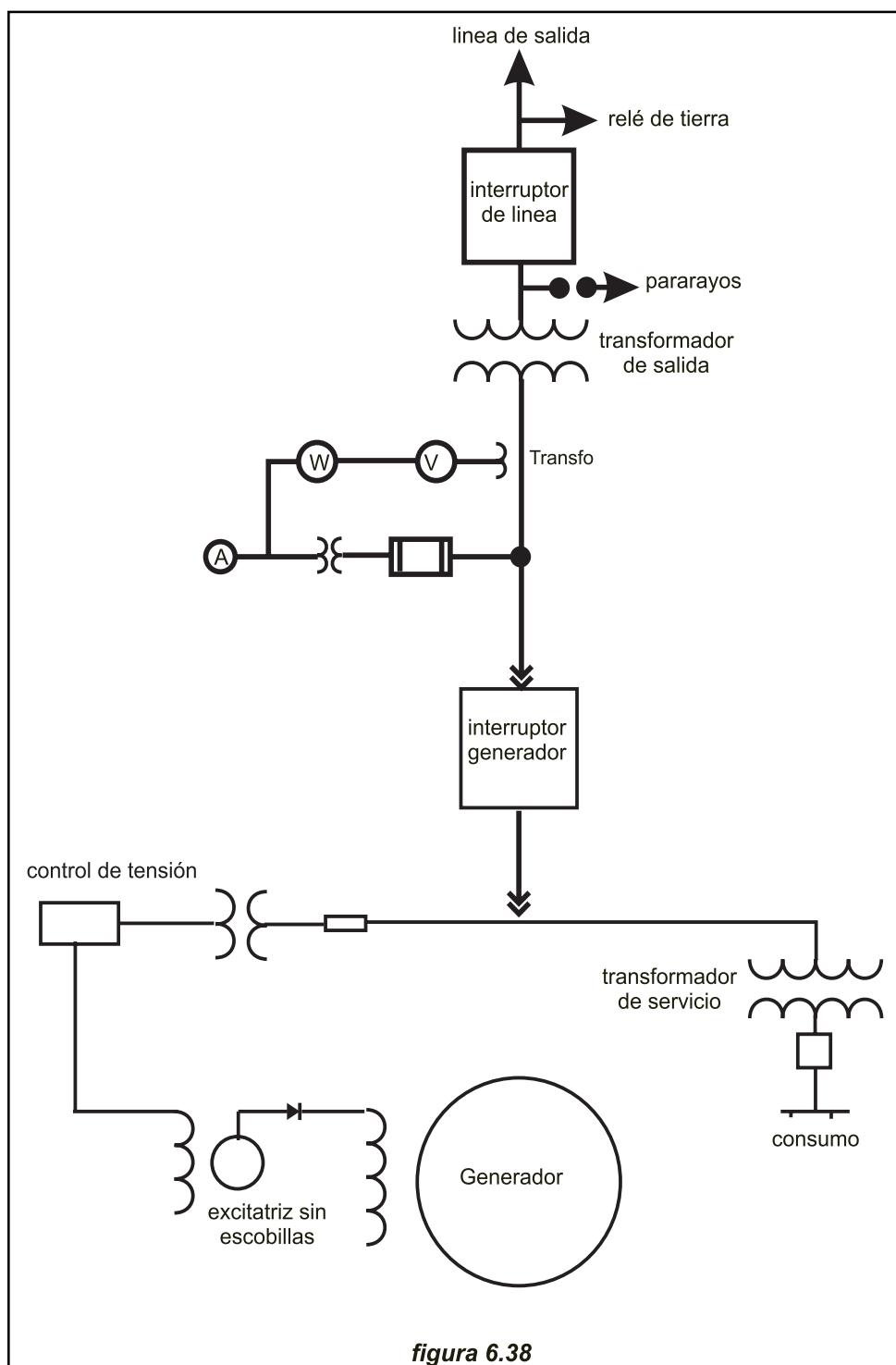


figura 6.38

zar los diferentes componentes que intervienen en el sistema. La interfaz Windows y el bajo coste de la memoria permite trabajar en tiempo real para hacer frente a las alarmas y acontecimientos. Los nuevos lenguajes de programación permiten preprogramar fácilmente secuencias lógicas como las de arranque y parada.

6.7 Equipo eléctrico auxiliar

6.7.1 Transformador de servicio

El consumo propio de la central, incluidos los dispositivos mecánicos e hidráulicos y la iluminación, es del orden del 1 al 3 por ciento de su capacidad; las micro centrales (menos de 500 kW) tienen un consumo porcentual más elevado. El transformador de servicio debe diseñarse pues, para esa carga. Para alimentar ese transformador, en una central sin personal permanente, hay que prever, si es posible, dos fuentes de suministro diferentes con intercambiador automático

6.7.2 Suministro de corriente continua para el sistema de control

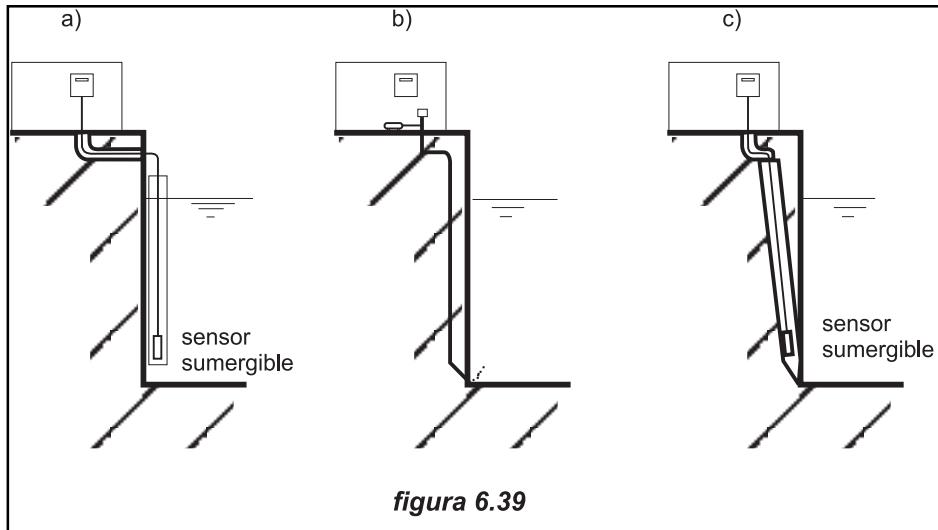
Las centrales de más de 500 kW de potencia, en especial si están operadas por control remoto, necesitan un sistema de corriente continua que incluya, un banco y un cargador de baterías. La capacidad en amperios hora debe ser tal, que en caso de corte de corriente al cargador, quede asegurado el funcionamiento del sistema de control en tanto se toman las medidas pertinentes para recuperar el suministro.

6.7.3 Registro de niveles en la cámara de carga y en el canal de descarga

Hay muchos sistemas de registro del nivel de agua en la cámara de carga y en el canal de descarga, medidas en general indispensables para el control de la central. El más sencillo utiliza una regla graduada en metros, centímetros y milímetros, al estilo de las miras topográficas que alguien tiene que observar físicamente para poder registrar las lecturas. En una central sin personal este sistema es a todas luces inadecuado. El sistema tradicional utiliza un flotador que registra el nivel sobre una cinta de papel continuo, pero su lectura posterior es engorrosa. Si la central tiene un sistema de control automático, lo más lógico es utilizar para ese fin un dispositivo equipado con transductores conectados al ordenador, que acumula las lecturas en una base de datos y envía estos al programa para que tome las medidas oportunas, entre las que se incluye la emisión de una alarma cuando se considere necesaria una intervención externa.

Actualmente se tienden a separar el sensor y el transductor - que convierte las señales analógicas (de 4 a 20 mA) emitidas por el primero en señales digital BDC. El sensor se colocará en el mismo sitio en que se quiere efectuar la medida, o en sus cercanías, con lo que es fácil que esté sujeto a condiciones muy desfavorables y de difícil acceso. Al estar separado del sensor, el transductor podrá estar situado en una zona segura y fácilmente accesible con lo que se facilita su vigilancia y su mantenimiento.

El sistema a utilizar en las medidas de nivel viene condicionado a la precisión con que se quiere efectuar la medida. En el caso de las pequeñas centrales un sen-



sor piezoeléctrico, con una precisión del 0,1% será suficiente. La elección del punto de medida resulta también particularmente crítico, pensando en lo que se quiere medir es el nivel representativo de una cierta área –por ejemplo el nivel de la cámara de carga. En un sistema abierto según el principio de Bernoulli, un cambio en la velocidad de la corriente da lugar a un cambio en la altura de la lámina de agua. Es necesario por tanto que el punto de medida no esté ubicado allá donde la velocidad de la corriente difiere de la de la zona cuya altura pretendemos medir. Este cambio de velocidad puede producirse al cambiar la sección por ensanchamiento o contracción, al pasar por una compuerta etc. Por otra parte hay que ubicar el sensor en un punto no sujeto a acumulación de sedimentos, que falsearían sus lecturas, ni a golpes de cuerpos semiflotantes. El sensor de nivel transmite sus señales bien sea por el método hidrostático bien sea por el neumático. En el primer caso hay que cuidar que los tubos que transmiten la presión no puedan obstruirse ni puedan acumular aire. En el segundo caso hay que conseguir que el orificio del sensor –del que salen las burbujas de aire- esté cerca del nivel de la lámina de agua en el inicio de las mediciones o por debajo de el y que el agua no pueda penetrar en los tubos. La figura 6.39¹⁷ muestra tres formas diferentes de ubicar el sensor. El primero es utilizado en la medición de aguas tranquilas ya que si se ubica en el seno de una corriente de agua, los cambios de velocidad en las proximidades del sensor falsearán las medidas. La mejor solución es ocultar el sensor y sus tubos en el interior de la pared, de forma que esté sea plana y no produzca alteraciones locales en la velocidad de la corriente y la proteja al mismo tiempo de cualquier golpe eventual

6.7.4 Subestación al aire libre

La subestación incluye el interruptor principal, que aísla de la red toda la central, así como las barras de conexión entre la salida del transformador y la línea de conexión a la red, y los transformadores propiamente dichos (Foto 6.11). Hay que reconocer que estéticamente dejan mucho que desear aun cuando toda la estructura de celosía se sustituya por otra del tipo de alma llena aporticada, como la que aparece en el último plano de la fotografía. Por eso en zonas de marcado valor ecológico la subestación se ubica en el interior de la casa de máquinas y la salida de los cables de conexión a la red es subterránea.

Foto 6.11

En la estructura de la subestación suelen montarse los pararrayos y las protecciones contra impulsos de sobre intensidad

6.8 Ejemplos

Para entender mejor los conceptos expuestos en este capítulo, sobre todo en el tema siempre complejo de las velocidades específicas, hemos creído conveniente desarrollar dos ejemplos.

Ejemplo 6.1

Seleccionar una turbina para un salto de 200 m y un caudal de 1,5 m³/seg cuya casa de máquinas está situada a 1000 m de altitud.

Suponiendo un rendimiento global η en el punto de diseño de 0,85% la potencia vendrá dada por $P = gQH\eta = 9,81 \times 1,5 \times 200 \times 0,85 = 2500$ kW. A primera vista, observando la figura 6.26 se deduce que puede utilizarse una turbina Francis o una Pelton cuya velocidad de rotación viene dada en función de n_s

$$n_s = n \frac{\sqrt{2500}}{200^{5/4}} = 0,0665n$$

Si escogiéramos la solución Pelton con una velocidad de giro de 375 rpm - para acoplarla, mediante un multiplicador de 2/1, a un generador de 750 rpm - la velocidad específica n_s sería de 24,94 rpm que está dentro, aunque en el límite, de la horquilla aceptada como buena.

La velocidad del chorro viene dada por

$$v_{ch} = 0,97(2gH)^{1/2} = 0,97(2 \times 9,81 \times 200)^{1/2} = 60,76 \text{ m/seg}$$

La velocidad periférica V_0 :

$$V_0 = 0,47 v_{ch} = 28,56 \text{ m/seg}$$

El diámetro según ecuación (6.8)

$$D = \frac{60 \times 28,56}{375\pi} = 1,45 \text{ m}$$

una rueda de tamaño aceptable.

Si hubieramos escogido una Francis conectada directamente a un generador de 1500 rpm, la velocidad específica sería $n_s = 99.75$

De la figura 6.17 se obtiene $v_{0e} = 0,69$ con lo que el diámetro de entrada D_0 dado por la ecuación (6.11)

$$D_0 = \frac{60 \times 0,69 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 200}}{1500\pi} = 0,572 \text{ m}$$

$v_{os} = 0,49$ y según (6.12)

$$D_s = \frac{60 \times 0,49 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 200}}{1500\pi} = 0,39 \text{ m}$$

Según la ecuación (6.17)

$$\sigma_T = 7,54 \times 10^{-5} \times n_s^{1,41} = 0,0496,$$

y con arreglo a (6.16)

$$z = 9,2 - 0,09 - 0,0496 \times 200 = - 0,81 \text{ m}$$

casi un metro por debajo de la lámina de agua en el canal de descarga, una posición que requiere cierto trabajo de excavación.

Si hubiésemos escogido una velocidad de rotación de 1000 rpm, $n_s = 65,5$ y $V_{0e} = 0,60$, $V_{os} = 0,373$, $D_e = 0,79 \text{ m}$, $D_s = 0,446 \text{ m}$ y $\sigma_T = 0,027$, con lo que $z = 3,62 \text{ m}$, solución que, en la gama baja de las Francis, parece la turbina más apropiada.

Ejemplo 6.2

Se trata de rehabilitar un aprovechamiento con un salto neto $H = 100 \text{ m}$ equipado con una turbina Francis en muy mal estado. Existe una oferta para una turbina de segunda mano, que casi no ha funcionado, cuyas características son: $H = 120 \text{ m}$, $P = 1.000 \text{ kW}$, $n = 750 \text{ rpm}$ y $h=0,90$. Calcular que caudal puede turbinar en el aprovechamiento a rehabilitar, cual será la potencia generada y a que velocidad deberá trabajar.

La velocidad específica de la turbina y el caudal de diseño vendrán dados por:

$$n_s = \frac{n\sqrt{P}}{H^{5/4}} = \frac{750\sqrt{1000}}{120^{1,25}} = 59,72$$

$$Q = \frac{P}{H\gamma\eta} = \frac{1000}{120 \times 9,81 \times 0,9} = 0,944 \text{ } m^3 / \text{seg}$$

Utilizando las ecuaciones de semejanza expuestas en 6.1.5, aplicables porque el diámetro es constante:

$$n_2 = n_1 \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = 750 \sqrt{\frac{100}{120}} = 685 \text{ } rpm$$

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = 0,944 \sqrt{\frac{100}{120}} = 0,862 \text{ } m^3 / \text{sec}$$

$$P_2 = P_1 \frac{n_2^3}{n_1^3} = 1000 \frac{685^3}{750^3} = 762 \text{ } kW$$

.Bibliografía

- 1 L. Austerre & J. de Verdehan, «Evolution du poid et du prix des turbines en fonction des progrés techniques», Compte rendu des cinquièmes journées de l'hydraulique, 1958 La Houille Blanche
 - 2 H. Giraud & M. Beslin, «Optimisation d'avant-project d'une usine de basse chute», Symposium A.I.R.H. de 1968 Laussane
 - 3 T.Belhaj, «Optimisation d'avant-project d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau» Symposium Maroc/C.E.E. dans le domaine des énergies renouvelables. Marrakech, March 1989
 - 4 De Siervo y Lugaresi, "Modern Trends in Selecting and Designing Pelton Turbines" - Water Power and Dam Construction, December 1978
 - 5 Lugaresi and Massa, Kaplan Turbines:design trends in the last decade, Water Power & Dam Construction, May 1988
 - 6F. Schweiger and J. Gregory, Developments in the design of water turbines. Water Power & Dam Construction, May 1989
 - 7J.L Gordon, "A new approach to turbine speed", Water Power & Dam Construction Agosto 1990
 - 8 Schweiger and J. Gregory, "Analysis of small hydro turbine design". Water Power & Dam Construction Small hydropower 1990
 - 9 J.Fonkenell, "Comment selectioner une turbine pour basse chute", AFME 500 Rue des Lucioles, F-06565, Sophia Antipolis - France
 - 10 J.L.Gordon, «Powerhouse concrete quality estimates», Canadian Journal of Civil Engineering, June 1983
 - 11 Rik Hothersall, «Turbine selection under 1 MW. Cross Flow or Conventional Turbine», Hydro Review, February 1987
 - 12 L-H. Seldon and T.H.Logan, Variable-speed pump/turbines, Hydro Review August 1989
 - 13 J.Cross and J.Burnet, «The development and use of an integrated database system for the management and performance analysis of multiple automated hydroelectric sites», Third International Conference on Small Hydro, Cancun, Mexico, 1988
 - 14 W. Wimmer and D. Wailer, "Recent developments in level and flow measurements techniques". Hydropower & Dams, March 1995
- D.B.Simmons y F.Senturk, *Sediment Transport Tecnology*, Water Resources Publications, Fort Collings, Col. 1976

Programas informáticos relacionados con este capítulo:

CETIM. "Logiciels Petites Turbines Hydrauliques - Aide à la Selection d'un type de turbine" 1988

DNAEE-DCA."Aproveitamentos hidréletricos de pequeni porte. Avaliaçao de custos e benefícios, Modelo FLASH" Brasilia DNAEE, 1987. A computer program to design small hydro schemes and calculate its cost.

E. Faustino & A Sa da Costa "EXPLODIA Computational model for daily exploitation of Small Hydro Power Plants HIDROENERGIA 95"

Haestad Methods (e-mail Webmaster@haestad.com). "HEC-RAS" a computer program that analyses networks of natural and man-made channels and computes water surface profiles based on steady one dimensional flow hydraulics. Include supercritical-to-subcritical flows.

Czarnota Z. "Autosump" un système expert en PCH. Flygt. HIDROENERGIA 91

P. Fraenkel et al "Hydrosoft: A software for the evaluation of low-head hydropower resources" HIDROENERGIA 97

ISL Consulting Engineers "Small hydro software for preliminary site assesment" HIDRONERGIA97

7. Mitigación del impacto medio-ambiental

7.0 Los impactos globales

Siguiendo las recomendaciones de la Conferencia de las Naciones Unidas en Rio, sobre Medio Ambiente y Desarrollo, la Unión Europea se comprometió a estabilizar, en el año 2000 y en los niveles de 1990, las emisiones de dióxido de carbono, primer responsable del efecto invernadero,. Está claro que para alcanzar este ambicioso objetivo, Europa deberá mejorar su eficiencia energética y utilizar mejor sus recursos renovables.

En el campo de las propuestas concretas, el programa ALTENER se ha fijado como objetivo, un aumento de la contribución de las energías renovables a la demanda total de energía en la Unión, desde el 4% vigente en 1991 al 8% en el 2005, y a duplicar, en ese mismo horizonte, la generación de energía eléctrica con recursos renovables. Referido a la pequeña hidráulica, este objetivo significa para la Unión Europea, aumentar la producción anual en año hidráulico medio de 30 TWh a 60 TWh. La consecución de este objetivo significaría, en el horizonte 2005, disminuir el consumo de combustibles fósiles en un 10% con lo que se conseguiría reducir, en 180 millones de toneladas, las emisiones de CO2.

Sin embargo, a la luz de lo conseguido en estos últimos años ese objetivo no se alcanzará si no se desbloquean las autorizaciones administrativas para nuevos aprovechamientos, retenidas en su mayor parte debido a problemas relacionados con el medio ambiente.

Algunas autoridades medio-ambientales justifican este bloqueo de las autorizaciones, basándose en el escaso poder sustitutivo de las pequeñas centrales. Lo que es falso en términos globales, cuando se está hablando de duplicar los más de 9.000 MW (equivalentes a 9 centrales nucleares de última generación) instalados actualmente en Europa y resulta incoherente en aquellos que se proclaman partidarios de las renovables, y parecen olvidar el carácter descentralizado de dichas energías. Por definición las energías renovables son descentralizadas y solo los pequeños aprovechamientos hidráulicos y los parques eólicos son capaces, hoy en día, de contribuir significativamente a la generación de energía eléctrica con recursos renovables.

También es cierto que, aunque desde el punto de vista del impacto global la generación de energía eléctrica en pequeñas centrales hidráulicas presenta ventajas indiscutibles, no lo es menos que, al estar ubicadas, en general, en zonas de elevada sensibilidad ambiental, inducen impactos de carácter local no despreciables. La ventaja que tiene la pequeña hidráulica en el campo de los impactos globales no debe ser obstáculo para que, a nivel de proyecto, se identifiquen los impactos y se introduzcan las medidas correctoras necesarias.

Una central térmica plantea problemas ambientales, alguno de los cuales - la emisión de anhídrido carbónico por ejemplo - no tiene solución práctica en el estado actual de la tecnología, pero dada su relevancia económica, la autorización se negocia a niveles administrativos elevados. Una pequeña central hidráulica, cuyos impactos siempre pueden mitigarse, se autoriza a niveles administrativos inferiores, en los que la influencia de los grupos de presión se hace sentir con mayor intensidad.

Identificar los impactos no es tarea difícil, pero decidir que medidas de corrección deben aplicarse si lo es, porque esas decisiones se basan muchas veces en criterios subjetivos. Es por eso que solo un dialogo continuado entre instituciones y personas implicadas en el proceso, permitirá acelerar la utilización de los recursos renovables. Y aunque esa negociación entre las partes tendrá que llevarse a cabo proyecto por proyecto, es conveniente establecer unas pautas, que ayuden al proyectista en la búsqueda de soluciones que, de antemano, tengan muchas probabilidades de ser aceptadas en el procedimiento de autorización.

7.1 Identificación de los impactos en las pequeñas centrales

Los impactos varían con la ubicación del aprovechamiento y con la solución tecnológica escogida. Desde el punto de vista de la ubicación, un aprovechamiento de montaña genera diferentes impactos que uno de llanura. Desde el punto de vista tecnológico, los aprovechamientos con embalse regulador generan impactos, cuantitativa y cualitativamente, diferentes a los generados por los aprovechamientos de agua fluyente, dentro de los cuales cabría aun distinguir, a estos efectos, entre los que derivan el agua y los que no la derivan.

A continuación se presenta una relación **exhaustiva**¹ de los impactos ambientales previsibles en cada fase del proyecto, señalando el receptor del impacto, el tipo de impacto y la importancia del mismo a escalas local y nacional. Subrayamos el hecho de que la relación es exhaustiva y de que un determinado proyecto no tiene porqué producir todos esos impactos. En realidad en unos proyectos aparecerán uno o varios de ellos e incluso puede suceder que un proyecto determinado no de lugar a ninguno de ellos.

gravamen	receptor	impacto	importancia
GENERACIÓN DE ELECTRICIDAD			
Durante la construcción			
construcción de caminos/ y tráfico rodado	público general	Ruidos Accidentes Efecto de las emisiones s/ la salud	baja baja
		Emisiones de los vehículos Emisiones de los vehículos	baja baja
		Animales salvajes Bosque	baja media
		Disturbios por ruidos Accidentes por colisión Mejor acceso al bosque Pérdida producción futura	media media baja
Accidentes	Trabajadores	Heridas leves Heridas graves Muertes	media alta alta
Creación de empleo	público general	Beneficios para la localidad Beneficios a escala nacional	alta alta media

gravamen	receptor	impacto	importancia
Durante la explotación			
por excesivo nivel de ruidos	trabajadores habitantes	sobre la salud sobre la salud	media media
por modificación del caudal	Peces Plantas acuáticas Aves Fauna Calidad del agua Público general	pérdida de hábitat pérdida de hábitat pérdida de hábitat pérdida de hábitat dilución contaminantes efectos estéticos culturales y arqueológicos eliminación de cascadas	alta media media media media alta alta alta
por embalses y presas	Agricultura Forestal Ecosistema acuático Público general Calidad del agua objetos culturales y arqueológicos	pérdida de terreno pérdida producción futura pérdida de hábitat clima local calentam.global (metano) eutrofización pérdida de objetos	alta alta alta insignific. no probado baja alta

TRANSMISIÓN DE ELECTRICIDAD

Durante la construcción

Accidentes	trabajadores	leves graves muerte	media alta alta
aumento ingresos locales	público general	creación de empleo y efectos locales y nacionales	alta

Durante la explotación

presencia física	Forestal público general aves	pérdida de producción futura intrusión visual heridas, muertes	media media media
campos electromagnéticos	público general	cánceres	inexistente
accidentes	público general	leves graves muerte	insignific. insignific. insignific.
accidentes en mantenimiento	trabajadores	leves graves muerte	insignific. insignific. insignific.
creación de empleo	público general	beneficio local beneficio nacional	alta media

7.2 Los impactos en fase de construcción

Desde el punto de vista ambiental hay que diferenciar los aprovechamientos que utilizan un embalse multiuso, se insertan en canales de irrigación, o forman parte de un sistema de aducción de agua potable a una localidad, de los aprovechamientos de agua fluyente. Los primeros son los que en menor medida afectan al medio ambiente, puesto que se sobreentiende que ya se aplicaron en su día las medidas correctoras para la creación del embalse y que el impacto adicional de la casa de máquinas y del canal de descarga, construidos a la sombra de una presa, es porcentualmente mínimo. Los insertados en un canal de riego o en una conducción de agua potable no producen impactos distintos de los que se indujeron con la construcción, en su día, del canal o de la conducción de agua.

7.2.1 Embalses

Los impactos originados por la construcción de una presa y la creación de un embalse incluyen, además de la pérdida de suelo, la construcción y apertura de caminos, plataformas de trabajo, movimientos de tierra, voladuras, e incluso, a veces, la fabricación de hormigón y su puesta en obra. Hay otros efectos inducidos no despreciables: el efecto barrera de la presa o la alteración que conlleva su implantación en tramos de río que no estaban regulados.

Por otra parte, los problemas planteados por la construcción de la presa con su infraestructura de caminos, e incluso con la apertura de una cantera de áridos para la planta de hormigón, son comunes a los de cualquier obra de infraestructura, para los que existe una metodología, suficientemente conocida, de tratamiento y búsqueda del impacto mínimo.

7.2.2 Tomas de agua, canales, tuberías a presión, canal de descarga, etc.

En los aprovechamientos de agua fluyente los impactos son semejantes a los generados por la construcción de cualquier tipo de infraestructuras: ruidos que alteran la vida de los animales y de los humanos; peligro de erosión debido a la pérdida de cobertura asociada a los movimientos de tierra, con el consiguiente efecto sobre la turbidez de las aguas y la precipitación, aguas abajo, de sedimentos que pueden modificar el hábitat de los peces, etc. Para mitigar estos impactos se recomienda que las obras se realicen en épocas de escasa pluviosidad, y que los trabajos de revegetación del terreno se lleven a cabo inmediatamente después de terminada la construcción. En todo caso estos impactos tienen siempre un carácter transitorio, y no suelen constituir un obstáculo para la concesión de la autorización.

Dado su papel protector frente a la erosión de las margenes hay que recuperar, e incluso reforzar, la vegetación de las orillas, dañada durante la construcción de las estructuras hidráulicas inherentes al proyecto. Hay que subrayar la conveniencia de revegetar con especies autóctonas por su mejor adaptación a las condiciones locales, lo que obliga a plantearse el abastecimiento de las mismas desde los inicios del proyecto.

Habrá que tener en cuenta dentro de la evaluación de impactos, los vertidos al cauce e incluso el hecho de que, durante el periodo de construcción, exista una

colonia humana en una zona que normalmente está escasamente habitada. Este impacto, que en condiciones muy particulares - un parque natural por ejemplo - puede ser negativo, resulta en general positivo al aumentar, durante la fase de construcción, el nivel de actividad de la zona. También pueden generar problemas las emisiones de polvo, gases de combustión e incluso de ruidos, dado el alto grado de sensibilidad ecológica de las zonas en que se implantan las minicentrales. Para disminuir el impacto de las emisiones de los vehículos y, al mismo tiempo, reducir los costos de transporte es conveniente planificar bien los movimientos, y evitar recorridos innecesarios.

En el lado positivo hay que subrayar la incidencia de la utilización de mano de obra local, e incluso de pequeños subcontratistas, durante todo el periodo de construcción del aprovechamiento.

7.3 Los impactos en fase de explotación

7.3.1 Impacto sónico

El nivel de ruido permitido dependerá de los núcleos de población o viviendas aisladas localizadas en el entorno, y del existente antes de realizar el proyecto. Los ruidos proceden fundamentalmente de las turbinas y sobre todo, cuando existen, de los reductores. Hoy en día es posible reducir el nivel de ruido en el interior de la casa de máquinas hasta situarlo en el orden de los 80 dBA y limitarlo en el exterior a límites tan bajos que resulte prácticamente imperceptible.

La central de Fiskeby² en Norrköping, Suecia, constituye un ejemplo a seguir en el tratamiento sónico. El propietario de la central deseaba conseguir, a plena marcha y en el interior de la casa de máquinas, un nivel de ruidos por debajo de 80 dBA. En la cercanía de las casas, ubicadas a cien metros de la central, el nivel de ruidos no debía superar por la noche los 40 dBA. Para alcanzar esos objetivos decidió adquirir todos los componentes - turbinas, reductores, generadores asíncronos - a un solo proveedor, dejando en sus manos las medidas necesarias para no superar esos niveles. El suministrador adoptó, entre otras, las siguientes: tolerancias muy cerradas en el tallado y rectificado de los engranajes; mantas aislantes sobre la envolvente de las turbinas; refrigeración por agua en vez de por aire y diseño cuidadoso de todo el equipo auxiliar. Desde el punto de vista constructivo los aislantes térmicos convencionales del edificio se complementaron con aislantes sónicos.. Con las medidas adoptadas se consiguió un nivel de ruidos en el interior de entre 66 y 74 dB(A), unos 20 dB(A) por debajo del nivel medio de las centrales suecas. Dado el espectro de frecuencias propio de una casa de máquinas resulta difícil identificar a posteriori que componente es el responsable del nivel de ruidos. Al acudir a un solo proveedor se eliminaron las lógicas discusiones entre suministradores acerca de cual de ellos era responsable del fracaso en el logro de los objetivos.

Estas medidas se complementaron con el empleo de materiales absorbentes para las paredes, suelo y techo del edificio. Se dejó que la placa de fundación, los conductos hidráulicos y los pilares que soportan las vigas de rodadura de la grúa, tuviesen plena libertad de movimientos ante la vibración de los grupos

turbogeneradores. El resto de los elementos estructurales, tales como los pilares que soportan las vigas de hormigón del techo y los elementos de hormigón prefabricados que constituyen las paredes, están apoyados en componentes a base de goma, diseñados para absorber esas vibraciones. Las vigas del techo, por ejemplo se apoyan sobre soportes de goma, Trelleborg Novibra SAW300, y las paredes sobre una plancha de goma Novibra de 8 mm de espesor colocada cada medio metro, para conseguir la constante de absorción óptima en relación con la masa soportada.

La central subterránea de Cavaticcio³, situada a 200 m a vuelo de pájaro de la Piazza Maggiore en el corazón de la histórica ciudad de Bolonia es también digna de estudio. El nivel de ruidos en una central hidroeléctrica moderna se sitúa como media en 80-85 dBa; el nivel de ruidos, medido en las casas cercanas, era de 69dBa por el día y 50 dBa por la noche. Las normas municipales en vigor permitían incrementar el nivel de ruidos en 5 dBa durante el día y 3 dBa durante la noche. Las medidas que se tomaron para conseguir este objetivo no difieren mucho de las tomadas en el caso anterior. La sala de máquinas, el local más ruidoso del conjunto, se construyó con dobles paredes de masa diferente (para evitar la resonancia) y el espacio entre ambas se llenó con lana de vidrio. Todas las puertas se construyeron a prueba de ruidos; los suelos flotan sobre alfombras de lana de vidrio de 15 mm de espesor; los falsos techos son anacoícos y las puertas trampa que comunican con el exterior son pesadas, a pruebas de ruidos y con burletes de neopreno. Todos los equipos se construyeron con tolerancias muy cerradas y se equilibraron dinámicamente; los generadores se proyectaron con refrigeración por agua para evitar la ruidosa circulación de grandes volúmenes de aire caliente; los engranajes de los multiplicadores fueron tallados con precisión y rectificados después del tratamiento térmico; los elementos mecanosoldados fueron profusamente rigidizados; la distancia entre cojinetes se redujo al mínimo para evitar flechas excesivas en los ejes; el cojinete principal de la turbina, autolubrificado, se fabricó en bronce sinterizado con granos de grafito y tolerancias muy cerradas. Los equipos se anclaron a la fundación utilizando un cemento especial, anti-contracción, para garantizar el monolitismo entre maquinaria y fundación.

La ventilación, necesaria para disminuir la humedad de los locales, extraer el aire calentado por los equipos, y mantener una atmósfera respirable, aun cuando la central trabaja habitualmente sin presencia de personal, fue cuidadosamente estudiada para no transmitir ni ruidos ni vibraciones. A pesar de tener que introducir 3.500 m³/hora de aire fresco, la velocidad en los conductos no sobrepasa nunca los 4 m/seg, las chimeneas de entrada y salida están equipadas con silenciadores y los conductos de aire están construidos con un sandwich de hormigón, lana de vidrio, ladrillos perforados y yeso.

El problema de ruidos afecta especialmente a las centrales de bajo salto. Efectivamente los grupos Kaplan, especialmente los de configuración vertical, emiten una o dos frecuencias (sonidos puros) que resultan fácilmente detectables en la cercanía de la central pese al ruido del agua. Parece ser que su origen está en los multiplicadores, y tal vez en los generadores. En los estudios de ruido, la presencia de sonidos puros se considera un factor agravante en la apreciación de las molestias. El tema ha sido tratado en profundidad en una comunicación de B. Corlay y P. Thoquenne en HIDORENERGIA97. (véase en los trabajos de la conferencia,

páginas 542-550). El autor destaca la necesidad de utilizar intensímetros en lugar de sonómetros para medir el ruido, ya que con los primeros puede identificarse el ruido emitido por un componente sin necesidad de parar los demás como exige el uso de los segundos. Los nuevos métodos constructivos - utilización de grandes caudales de aire de ventilación para disminuir la sección de cobre en los generadores, la sustitución de las piezas en fundición por componentes mecanosoldados en general - conducen a un mayor nivel de ruidos que en el pasado.

7.3.2 Impacto paisajístico

Todos tendemos a rechazar cualquier cambio, por pequeño que sea, en el paisaje que nos rodea. Una nueva urbanización en nuestra cercanía o una playa artificial con arena procedente de un yacimiento submarino, son rechazadas por buena parte de la localidad, aunque en muchos aspectos, incluso el paisajístico, mejoren las condiciones del entorno. El problema es particularmente agudo en aquellos aprovechamientos hidráulicos ubicados en una zona de montaña media o alta, ambientalmente sensitiva, o en una zona urbana de carácter histórico. Es indudable que cada uno de los componentes que configuran el aprovechamiento tiene potencial para producir cambios en el paisaje. El diseño y la ubicación poco afortunada de uno solo de ellos puede afectar decisivamente a la aceptación del proyecto por el público. Es cierto que se ha avanzado mucho; desde aquellas minicentrales en las que parecía mostrarse con orgullo la mole de sus tuberías forzadas, a las construidas recientemente en parajes ambientalmente sensibles, en las que resulta difícil identificar un solo componente. Es necesario tomar conciencia del problema y buscar, desde nivel de anteproyecto, aquellas soluciones capaces de provocar el mínimo rechazo.

Aun cuando voluminosos, la mayoría de los componentes pueden ocultarse a la vista, si se utiliza adecuadamente la topografía y la vegetación. El uso de pinturas no reflectantes, con colores que se diluyen en el paisaje; la construcción de azudes a base de rocas que simulen la apariencia de un río; el diseño de una casa de máquinas que se asemeje más a una cabaña de pescadores que a un edificio industrial, etc pueden hacer que un proyecto que encontraba una fuerte oposición de los lugareños, termine por ser aceptado con agrado. Cuando el lugar es especialmente sensitivo y el potencial económico del aprovechamiento lo admite, pueden encontrarse soluciones increíbles, y hacer posible que un aprovechamiento de considerable potencia pueda ubicarse, sin desdoro, en un parque nacional.

Como es difícil generalizar sobre estos temas, hemos preferido centrarnos sobre dos ejemplos que consideramos particularmente exitosos: un aprovechamiento de montaña - el de Cordiñanes en Picos de Europa, España y el de una central sobre el río Neckar, en el centro histórico de Heidelberg, Alemania.

Desde el punto de vista paisajista, el impacto de un pequeño embalse como es el de Cordiñanes tiene aspectos positivos, tales como la existencia de una lámina de agua casi estable (Foto 7.1) y los atractivos turísticos añadidos (natación, pesca, piragüismo, etc.) que compensan ampliamente los efectos negativos que su existencia pueda conllevar.

Foto 7.1

La figura 7.1 muestra esquemáticamente el aprovechamiento de Cordiñanes. El azud es una construcción de hormigón relativamente airosa, pero cuyos 14 m de altura, necesarios para que la lámina de agua alcance el nivel de un antiguo túnel reconstruido, la convierte, sin duda, en el componente menos disimulado del conjunto (Foto 7.2). De todos modos esa exigencia presenta la ventaja de limitar a un máximo de dos metros, la variación de altura de la lámina de agua.

La fotografía 7.3, cedida por Sten Palmer (SWECO) muestra un azud construido para la central de Vihelmina (Suecia) con materiales terrosos y núcleo impermeable, especialmente diseñado para mitigar el impacto paisajista. La superficie de la coronación y el paramento aguas abajo - con un talud de 1:3 - están protegidos por una

Foto 7.2

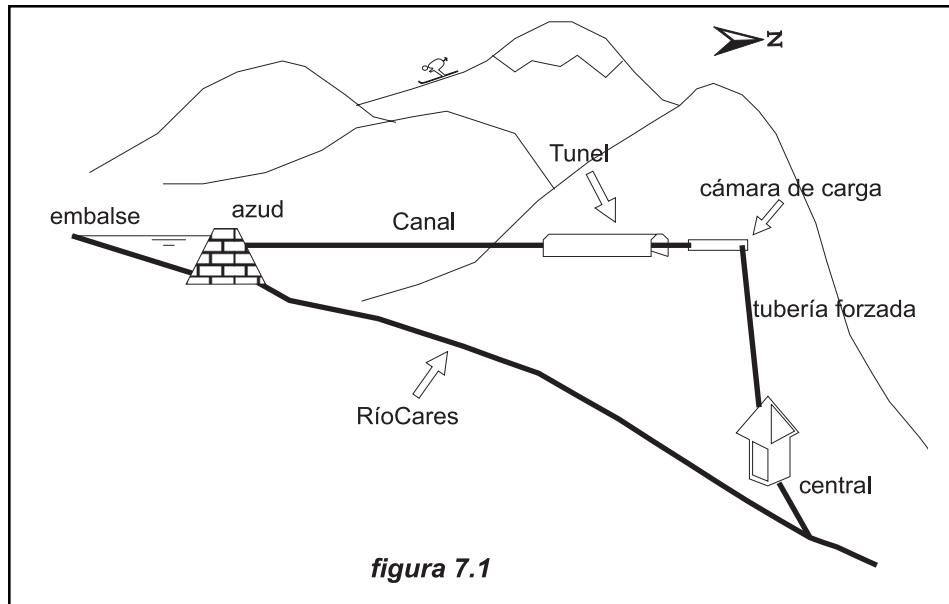


figura 7.1

capa de piedras grandes, embebidas en hormigón hasta la mitad de su altura. Este diseño permite que los peces remonten fácilmente la corriente y el azud aun con pequeños caudales da la impresión de ser un rápido natural (Foto 7.3).

De la toma de agua, que forma parte integral de la estructura del azud (Foto 7.4) sale un canal construido en hormigón armado, con una sección de 2 x 2,5 m y una longitud de 1.335 m, totalmente enterrado y con la cobertura vegetal completamente restaurada. Las fotografías 7.5, 7.6 y 7.7 muestran la obra del canal en sus tres fases: desmonte de tierras, construcción del canal en hormigón armado y canal una vez que el terreno ha sido completamente recuperado. La presencia



Foto 7.3

Foto 7.4

de un poste del tendido eléctrico, que va de Posada de Valdeón al pueblo de Cordiñanes, permite asegurar que se trata del mismo lugar y que las dos últimas fotos están tomadas desde el mismo sitio, aunque en diferentes estaciones. De otro modo sería imposible asegurar hoy que allí hay un canal, tal y como muestran claramente las dos primeras fotos.

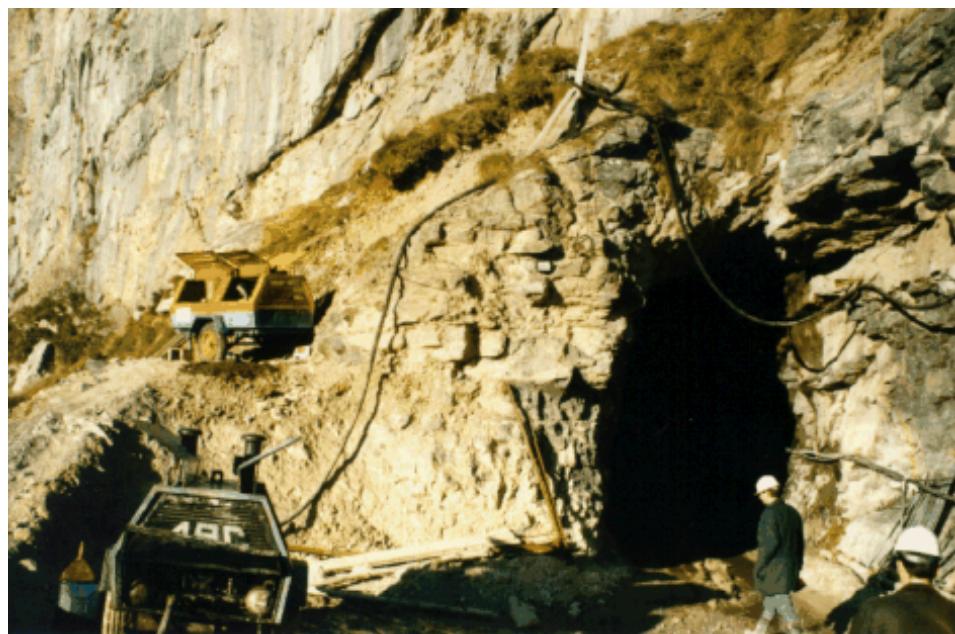
Las fotos 7.8 y 7.9 dan una idea de como se ha tratado mediante restauración vegetal la entrada al túnel: en la primera se ve el túnel en pleno trabajo de perforación; en la segunda, el canal cerrado que llega a la entrada del túnel ha sido

Foto 7.5

Foto 7.6

recubierto de vegetación y la entrada al túnel (que se puede visitar entrando por el canal, una vez que este queda en seco) es invisible. Se trata de un viejo túnel de 900 m de longitud, que había sido abandonado ante la imposibilidad de atravesar un tramo de derrabe, reconstruido con una sección mojada de 2 x 1,80 m y con una pendiente del uno por mil. El túnel en sus últimos 50 m se ensancha hasta alcanzar una anchura de 4 m y termina en una cámara de carga, limitada por un aliviadero semicircular, totalmente mimetizada en la pared de roca, y de cuyo fondo arranca la tubería forzada, con un diámetro de 1,40 m y 650 m de longitud. En sus primeros 110 m la tubería discurre por una zanja de 2,50 x 2 y una pendiente cercana a los 60°, excavada en la roca y posteriormente hormigo-

Foto 7.7

Foto 7.8

nada en un color semejante al de aquella. Los 540 m restantes discurren por el cauce de una riega, enterrada en una zanja, a la que posteriormente se le restituyó la cubierta vegetal.

La tubería al llegar a la casa de máquinas se divide, por debajo del terreno, en dos de 900 mm de diámetro, para alimentar las dos turbinas Francis de 5.000 kW de potencia. La casa de máquinas (Foto 7.10) muestra la tipología característica de las cabañas que abundan en la localidad. Sus muros de piedra caliza, su tejado de teja árabe fabricada con cerámica envejecida y sus ventanas y contra-

Foto 7.9

Foto 7.10

ventanas de madera, no dan idea de su vocación industrial. Por añadidura, la casa de máquinas está enterrada en 2/3 de su altura, lo que contribuye a mejorar aun más su apariencia. Sobre la restitución al río se ha instalado una cascada que mimetiza la obra de fábrica que constituye el canal de descarga.

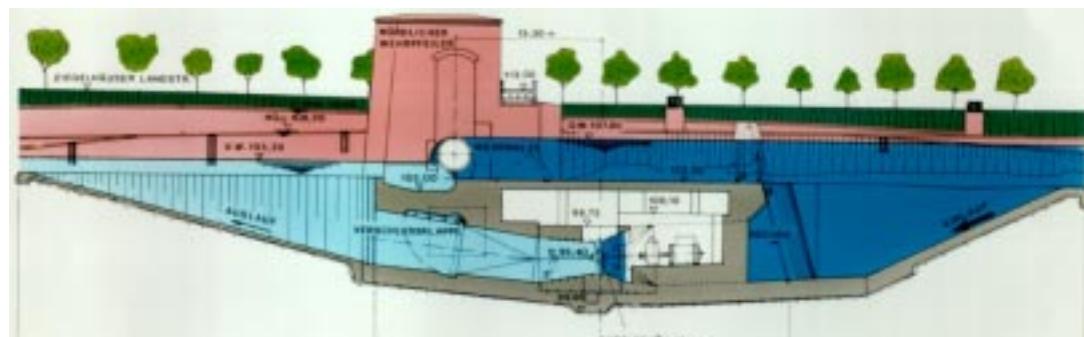
La subestación de transformación está ubicada en el interior de la casa de máquinas (foto 7.11), desde la que los cables de transmisión salen enterrados sobre la tubería forzada, corre dentro del túnel y sigue oculta hasta alcanzar una zona en la que por ser visibles otros tendidos eléctricos para alimentación de las diferentes pedanías no se justifica el extracoste de su ocultación, Posteriormente, una

Foto 7.11

Foto 7.12

vez pasado el pueblo de Posada de Valdeón, para salir del valle el tendido tiene que atravesar una ladera en la que anidan los “urogayos”, rara especie de ave típica de Asturias. En ese tramo el cable va completamente enterrado a fin de no disturbar la vida de esa especial especialmente protegida en Asturias.

La central del Neckar⁴ (Foto 7.12), ubicada prácticamente en el centro histórico de Heidelberg, se autorizó con la condición de que no interfiriese la visión de la presa construida en el pasado para hacer navegable el río. La central, ubicada aguas arriba de la presa, está completamente enterrada y no se ve desde la orilla. La foto 7.13 explica mejor que mil palabras el concepto del diseño, en el que destacan dos turbinas Kaplan en pozo, cada una de 1535 kW de potencia. Como es natural el costo de esta central resulta excepcionalmente elevado - unos 3.760 ECU por kW instalado.

Foto 7.13

7.3.3 Impactos biológicos

7.3.3.1 En el embalse

La creación de un embalse provoca la aparición de una fauna piscícola asociada al mismo, que entra en competencia con la habitual en el curso del río, de forma que si en su cola no se crea una barrera física, puede remontar aguas arriba y entrar en competencia con especies autóctonas de indudable interés.

En los aprovechamientos que disponen de embalse, la explotación con extracciones intermitentes - por ejemplo para turbinar solo en horas punta - resulta particularmente nociva, porque origina variaciones bruscas de nivel en el tramo de río, aguas abajo de la central. Resulta curioso que las autoridades ambientales estipulen cuidadosamente las condiciones para el tramo de río cortocircuitado entre la presa y la central, prefijando valores en general muy altos para el caudal ecológico, pero rara vez se preocupen por lo que ocurre aguas abajo de esta última. Este problema se evitaría con el encadenamiento de centrales, de forma que la salida de una, coincidiese con la cola de embalse de la siguiente. Pero esta solución, que eliminaría el problema de los desembalses periódicos, conduciría a una sobreexplotación del curso de agua, con los daños que esa práctica produce en el ecosistema

7.3.3.2 En el cauce del río

En los aprovechamientos de agua fluyente que derivan el agua del curso del río hay un tramo del cauce, el ubicado entre la toma aguas arriba de la central y el canal de desagüe a la salida de las turbinas, que queda cortocircuitado. En el caso extremo de que se turbiné todo el caudal del río, el tramo cortocircuitado quedará en seco, pero cuando el caudal natural supere al nominal, el agua desbordará sobre el azud para entrar en el mismo. Son sobre todo estos cambios rápidos de períodos secos a húmedos, los que empobrecen la fauna piscícola y ribereña. Aparece aquí un claro conflicto de intereses. El productor opinará que la producción de electricidad con recursos renovables es una valiosa contribución a la humanidad, al reemplazar a otro proceso que daría lugar a emisiones de dióxido de carbono y de anhídrido sulfuroso, de significativo impacto global. La agencia medio-ambiental verá, por el contrario, en la derivación del agua una amenaza a la ecología del río, un atentado a un bien de dominio público.

7.3.3.2.1 Caudal ecológico

Institucionalmente este conflicto lo arbitra la Administración utilizando la legislación en vigor para fijar un caudal que deberá transitar permanentemente por el tramo, caudal que se conoce como caudal reservado o caudal ecológico.

Todos las metodologías para la determinación del caudal ecológico, vigentes en Europa y EE.UU., pueden clasificarse en dos grupos:

- * métodos hidrológicos, basados en el análisis de los datos históricos de caudales y plasmados en fórmulas empíricas generalizables, de fácil y rápida aplicación u obtenidos por aplicación directa de porcentajes fijos.
- * Métodos hidrobiológicos: aquellos que se basan en la obtención de datos de

campo para cada río en particular, considerando tanto los parámetros hidráulicos como los bióticos

Entre los primeros se pueden diferenciar

- * los que utilizan un porcentaje (10%, 15%, etc.) del “módulo”
- * los que utilizan la formula Matthey (basada en el Q_{347} y el Q_{330} que representan los caudales superados 347 y 330 días al año respectivamente), que inspira las legislaciones suizas y austriaca y las normas del Principado de Asturias y de la Comunidad Autónoma de Navarra en España.
- * el método de Tennant (1976) desarrollado para los ríos de Montana, Wyoming y Nebrasca (USA), que propone caudales mínimos correspondientes a diferentes porcentajes del módulo variables con la época del año.

Entre los segundos cabría destacar

- * el método de análisis de hábitat,
- * el método del perímetro mojado (Randolph y White, 1984)
- * el análisis incremental,
- * el método de microhabitats de Bovee y Milhous, 1978; Stalnaker, 1980)
- * el método de conservación de los hábitats de Nehring, precursores todos ellos en mayor o menor cuantía de la metodología PHABSIM (Physical HABitat SIMulation; Bovee y Cochnauer, 1976; Bovee, 1986).
- * los métodos MDDDR (Méthodes différentielles de détermination du débit réservé) y D.R.B.(Débit de Référence Biologique) basadas en los trabajos de Cacas, Dumont y Souchon del CEMAGREF (Francia), muy probados en cursos de agua de alta montaña (Hautes Alpes)
- * el método DGB (Débit de Garantie Biologique), puesto a punto por HydroM (Toulouse Francia1989)⁵
- * el método de la “Anchura Ponderada Útil” (APU) (Garcia de Jalon, España)

La mayor parte de estas metodologías se basan en el conocimiento de la estructura física del cauce para poder estudiar una variable o conjunto de variables de la escorrentía, conociendo el caudal que en cada momento circula por él. Para ello se caracteriza el cauce como una estructura independiente del régimen de caudales, simplificación necesaria para poder abordar el problema.

Una vez conocida la estructura del cauce, se estudia la modificación de las variables que intervienen en la escorrentía (profundidad, velocidad, pendiente longitudinal, rugosidad) en base a un proceso de simulación hidráulica sustentado por la metodología I.F.I.M. (Instream Flow Incremental Methodology).

En Alemania se está experimentado con éxito, en los ríos de montaña del Estado de Baviera, una tecnología no muy diferente de las citadas en último lugar, basada en el modelo MEFI desarrollado en la Cátedra de Construcciones Hidráulicas de la Universidad Técnica de Munich. En principio no parece ser muy diferente de la desarrollada por el CEMAGREF.

Los métodos hidrológicos son de fácil aplicación pero no obedecen a ningún criterio científico y son consecuentemente arbitrarios. Pueden conducir a valores mínimos excesivamente elevados en ríos con estiajes acusados y a valores muy bajos en ríos con estiajes moderados.

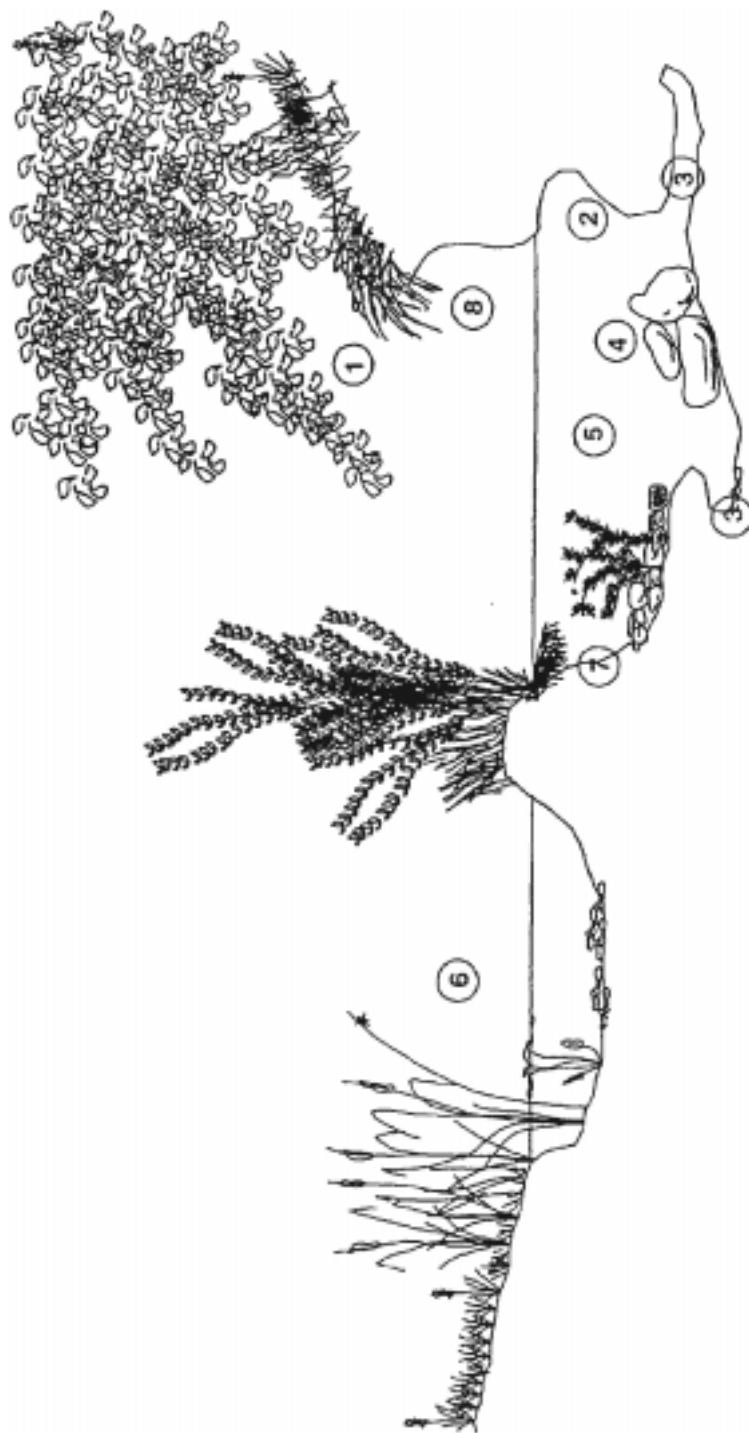
Los métodos de simulación del hábitat exigen largos trabajos de muestreo, no son extrapolables a otros ríos y utilizan criterios que a veces son subjetivos (con lo que se pierde su carácter científico y resultan tan arbitrarios como los otros)

En la mayoría de los países de la U.E. la legislación, a nivel nacional, señala para el caudal ecológico un porcentaje del caudal medio interanual («modulo»). En Francia, la Ley 84-512 (Ley relativa a la pesca en agua dulce) del 29.06.1984 exige como caudal mínimo, en cursos de agua de caudal medio interanual inferior a 80 m³/s, un 10 % del modulo. En cursos de agua con más de 80 m³/s de caudal medio interanual, el caudal ecológico se fija en el 5% del módulo (Art. 232-6 du Code Rural). Estos valores son mínimos a respetar pero cualquier Administración local, si lo considera necesario, puede imponer un caudal ecológico mayor. En Alemania las autoridades de los länder determinan el caudal ecológico, caso por caso. En la práctica, en Baviera puede variar entre 1/3 y 3/4 del módulo; en Nordrhein-Westfalen, entre el 0.2 y el 0.5 del módulo y en Rheinland-Pfalz entre 1/3 y ½ del módulo. En Irlanda el valor mínimo establecido equivale al 1 % del módulo, pero en el Oeste del país, en donde la mayoría de los ríos son salmoneros se exigen valores mayores (en general equivalentes al caudal que circula por el río el 30% del año o Q_{110}) .En Italia no existe una norma nacional y son las regiones las que fijan su valor. En la Regione Piemonte se exige un 10 % del caudal instantáneo, debiendo cesar la derivación cuando el caudal descendente, por debajo de 120 l/s en el río Anza, de 5 l/s en el río Rosso y de 30 l/s en el Ollochia (Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte 20 /5/1987). En Portugal, pasándose en características hidrológicas y biológicas el INAG determina su valor en el momento de otorgar la autorización.. En Austria la norma se basa en el Q347, caudal que se sobrepasa 347 días del año. En España el valor varía mucho según las comunidades autónomas: en Navarra es el 10% del modulo para zonas cíprínicas y el Q_{330} para zonas salmoneras; en Asturias es el mayor de los valores resultantes de aplicar las siguientes formulas: a) $0,35Q_{347}$, b) $15*Q_{347}/(\ln Q_{347})^2$, c) $0,25Q_{347} + 75$, para todos los ríos en general, y dicho valor más 4 l/s/ Km² de cuenca de captación, para los ríos salmoneros.

Una vez decidido cual debe ser el caudal ecológico, hay que implementar en las estructuras hidráulicas los dispositivos necesarios para garantizar su cumplimiento. El Consejo Superior de la Pesca, en Francia al investigar la situación de cuarenta y tres aprovechamientos construidos en los Alpes meridionales, encontró que no se respetaba el caudal ecológico en 36 de ellas (en el 50% debido a la mala calidad de los dispositivos encargados de controlarlo). Es necesario pues extremar las medidas para instalar dispositivos adecuados.

Conviene subrayar que si se utiliza cualquiera de los procedimientos hidrobiológicos antes mencionados, en la determinación del caudal ecológico, se podrán implementar a nivel de proyecto y ejecución, una serie de medidas que darán lugar a una disminución de dicho caudal: plantar arboles en las orillas para aumentar el efecto de sombra, arrojar grava al fondo para mejorar el substrato, reforzar la vegetación de las orillas para luchar contra la erosión , ect.

En la figura 7.2 (tomada de una comunicación del Dr. Martin Mayo) se muestra la cobertura o refugio, compuesta tanto por elementos naturales como artificiales, que suministran protección a los vertebrados e invertebrados contra la corriente y la insolación, o que sirven de refugio ante un peligro. La existencia de cuevas y



Elementos de cobertura natural: 1) cobertura debida a la vegetación de ribera, 2) cornisas sumergidas, 3) cuevas, 4) huecos del sustrato, 5) vegetación sumergida, 6) vegetación y macrofitas emergentes, 7) tocones arraigados, 8) raíces, hojas semisumergidas e isleras y 9) cornisas áreas (de vegetación y del banco libre).

figura 7.2

cornisas sumergidas proporciona refugio seguro frente al ataque de los depredadores. Así hay que tener en cuenta las oquedades e intersticios del substrato (huecos entre bloques y gravas), las cornisas o cuevas sumergidas de las orillas y la existencia de tocones con raíces sumergidas cuya consistencia suponga un buen refugio. Asimismo resulta favorable la vegetación ribereña, que cuando está cerca de la superficie del agua, proporciona cobertura de sombra que es utilizada por los peces de cualquier tamaño para defenderse de la insolación u ocultarse a la vista de los depredadores terrestres (entre paréntesis, el mayor depredador terrestre es el pescador furtivo). Todos estos elementos contribuyen a definir lo que en el método de la APU se denomina coeficiente de refugio Ir que al aumentar su valor reduce el caudal mínimo necesario para la supervivencia biológica. Esto da indiscutiblemente, y por primera vez, la posibilidad de actuar positivamente sobre el tramo cortocircuitado para reducir el valor del caudal ecológico, mejorando la rentabilidad del aprovechamiento, sin dañar el hábitat piscícola.

7.3.3.2.2 Pasos ascendentes

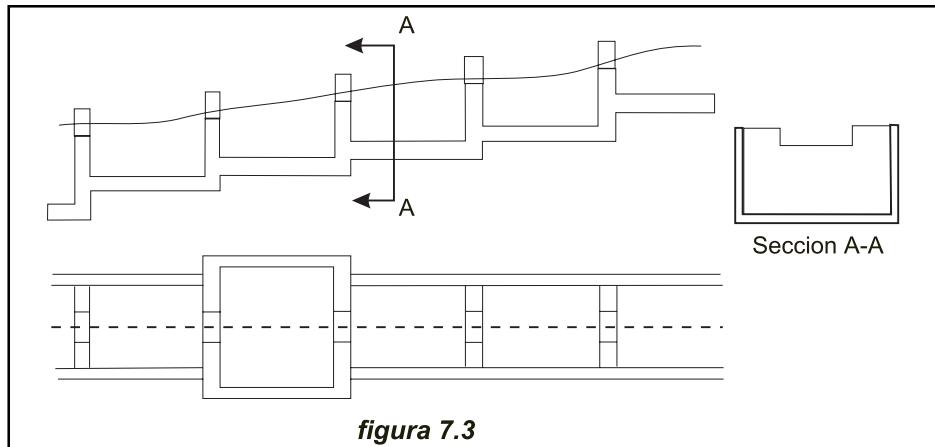
Un curso de agua es ante todo un biótopo específico, sede sobre todo de una vida piscícola que se demuestra muy frágil ante la acción del hombre - y no solo como consecuencia de la construcción de aprovechamientos hidroeléctricos. Para poder garantizar su ciclo vital, un pez debe acceder a tres tipos de hábitat generalmente bien diferenciados:

- * zona de reproducción
- * zona de crecimiento de los juveniles
- * zona de crecimiento de los genitores

Para las especies residentes, estos tres hábitats suelen encontrarse en una zona restringida. Por el contrario para los migratorios, estos hábitat están muy diferenciados y la supervivencia de la especie exige que puedan desplazarse fácilmente de uno a otro. Dentro de los migratorios hay que distinguir los *amphibioticos* , como el salmón, cuyos desplazamientos tienen lugar entre el agua dulce y el mar, y los *holobióticos*, como la trucha, cuya migración se limita al propio curso de agua - incluyendo a veces su desembocadura -.

El comportamiento de estas especies no es homogéneo. Todo aquel que ha visto un río salmonero ha podido comprobar como los grandes salmones, los "atléticos", superan con facilidad una barrera de tres metros de altura, incluso despreciando las facilidades ofrecidas por un paso ubicado delante de la misma. En el caso de azudes de hasta tres metros, con paramento aguas abajo vertical, y suficiente profundidad de agua al pie del azud para que puedan tomar «impulso», la circulación de los salmones está garantizada, siempre que en su borde superior exista una escotadura por la que desborde una lámina de agua de suficiente espesor. Si se trata de un azud con paramento aguas abajo inclinado, la lámina de agua será en general de poco espesor, e imposibilitará el paso del salmón en periodos de aguas bajas. Estos pasos naturales, no satisfacen a las autoridades medio-ambientales, pero hay un gran número de pasos, que aunque en número casi ilimitado, pueden fácilmente sintetizarse en los siguientes tipos:

El paso con estanques sucesivos, sin duda el más utilizado, que divide la altura a salvar mediante una serie de estanques comunicados entre sí por tabiques con vertederos, orificios o escotaduras verticales. Los estanques juegan así



un doble papel: crear zonas de descanso para los peces y disipar la energía cinética del agua que desciende por el paso. El tamaño de los estanques y el desnivel entre los mismos deben dimensionarse para las especies migratorias presentes en el río. Estos pasos se pueden clasificar en cuatro tipos en función de como se estructuren los tabiques que separan los estanques:

- * los estanques se comunican a través de escotaduras rectangulares abiertas en la parte superior de los tabiques
- * los tabiques que separan los estanques tienen solo orificios en el fondo
- * los tabiques tienen escotaduras verticales y orificios
- * los tabiques tienen solo ranuras verticales

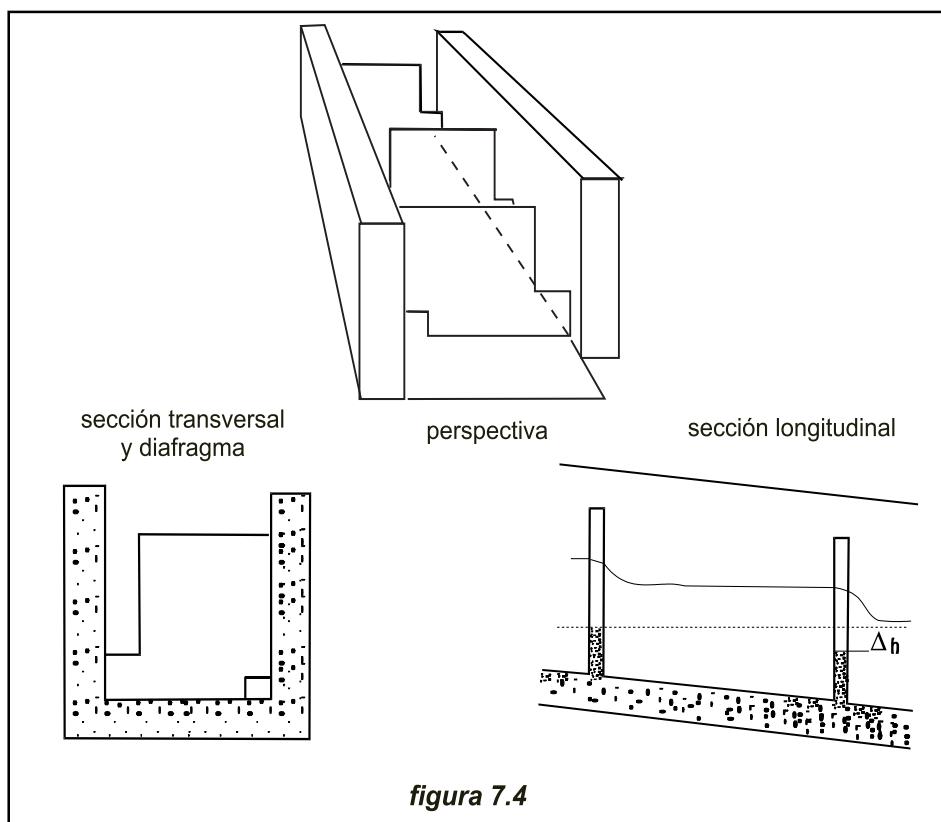


Foto 7.14

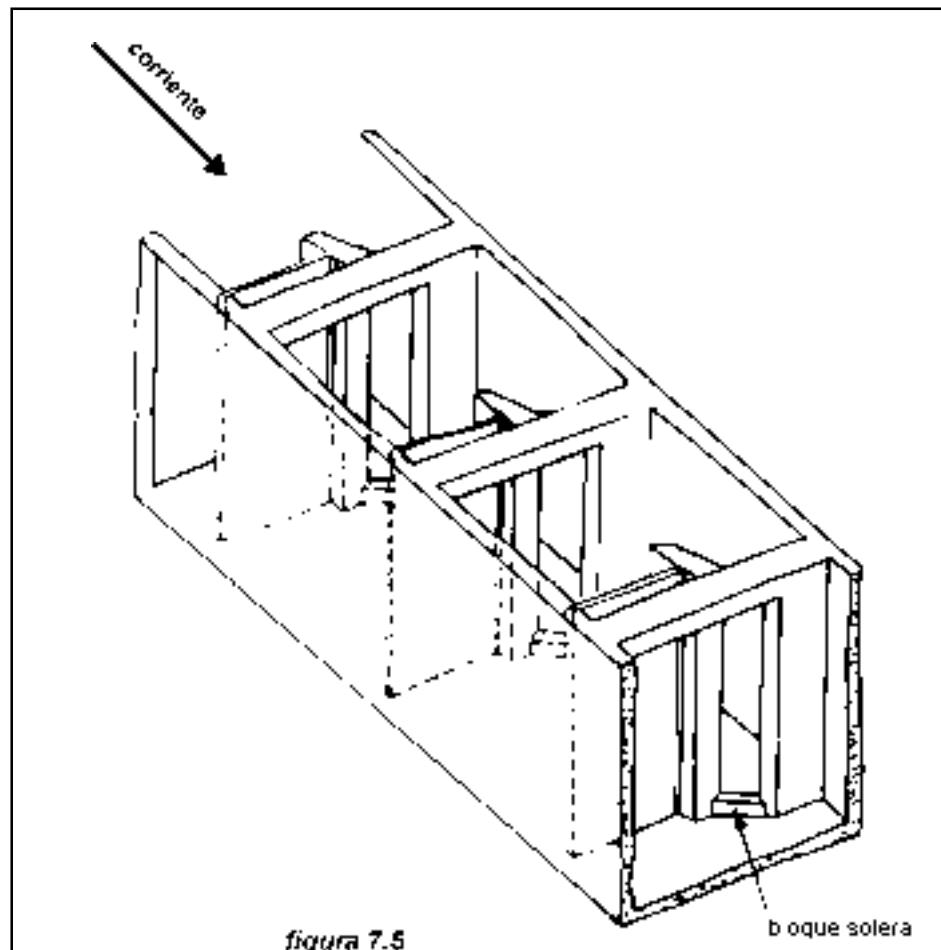
Los estanques con tabiques que solo tienen orificios en el fondo presentan poco interés práctico. Efectivamente los salmonidos no los necesitan al poder saltar de estanque en estanque y en cambio las alosas no pueden pasar nadando a través de ellos por que están a excesiva profundidad. Los pasos con tabiques tipo verde-dero (figura 7.3), y los de escotadura vertical con o sin orificios de fondo (figura 7.4), son los más comúnmente utilizados. La Foto 7.14 muestra una realización reciente en un río asturiano con abundante población truchera y la foto 7.15 una escala de este tipo, pero verdaderamente rústica, ubicada en un dispositivo contador de salmones en el Esla (Asturias). La anchura de los estanques varía entre 1,20 m y 2,40 m para longitudes entre 1,80 y 3,00 m y el desnivel entre estanques sucesivos es del orden de 25 a 40 cm. Para la alosa por ejemplo el desnivel no

Foto 7.15

debe superar los 25 cm. Los salmones en cambio no requieren unos parámetros tan críticos. Existen programas de ordenador que facilitan el cálculo hidráulico de estos pasos y que se utilizan para optimizar anchuras, longitudes, carga hidráulica, desniveles y dimensiones de escotaduras y orificios⁶.

El tipo de pasos de tabiques con ranuras verticales (figura 7.5) se ha popularizado mucho en los EE.UU. pero es poco conocido en Europa⁷. Los tabiques entre estanques tienen una ranura vertical por la que pasan tanto los peces como los sedimentos arrastrados por la corriente. Un modelo muy corriente es el constituido por estanques de 2,5 m de ancho por 3,3 m de largo, con tabiques dotados de una ranura de 30 cm de ancho. Los defensores de este tipo de paso alaban su estabilidad hidráulica, incluso para grandes variaciones de caudal.

Las pasos con retardadores, ideados por Denil y Lachadende, constan de un canal rectilíneo, con pendientes de hasta 1:5, una anchura entre 60 cm y 100 cm, y equipado con diafragmas dispuestos regularmente (figura 7.6). Estos diafragmas tienen por misión disminuir la velocidad de la corriente para que los peces - especialmente los salmonidos - puedan remontarla a través de las escotaduras practicadas en los diafragmas. El pez debe franquear el paso de una sola vez y en el caso de que el desnivel sea muy fuerte (más de 2 m), habrá que prever



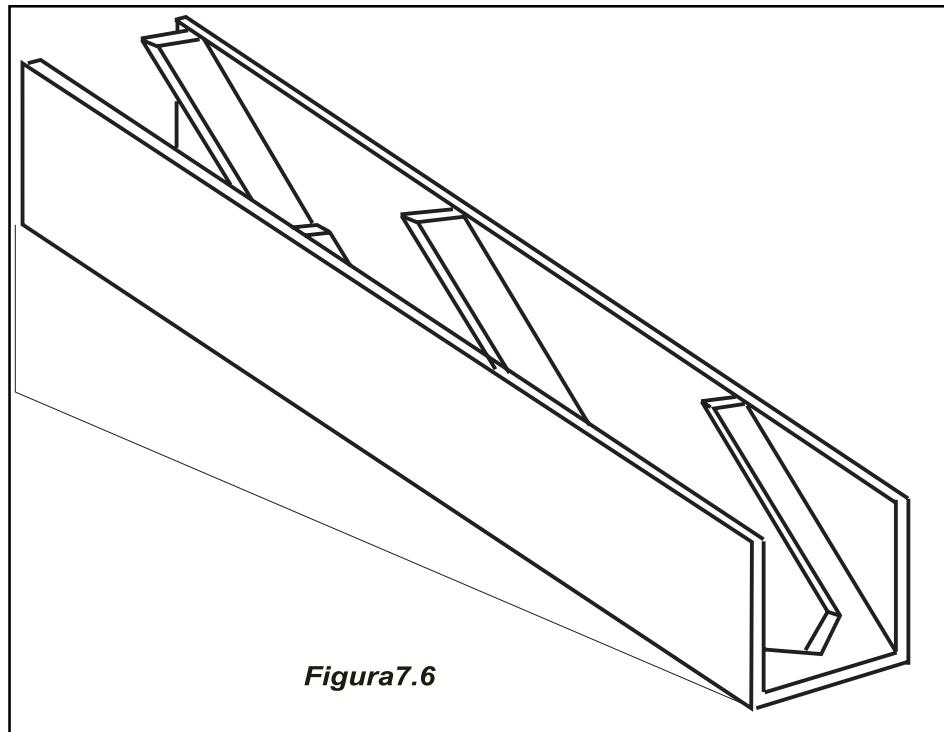


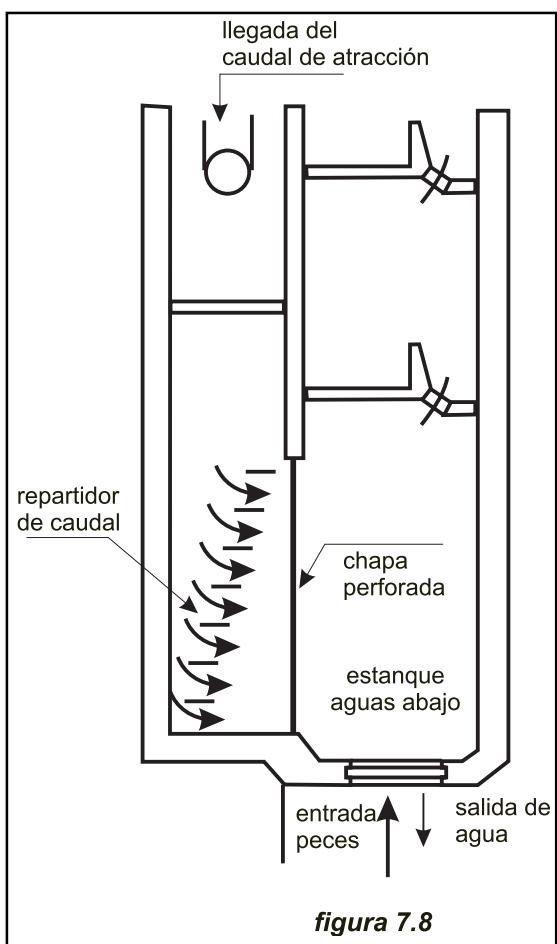
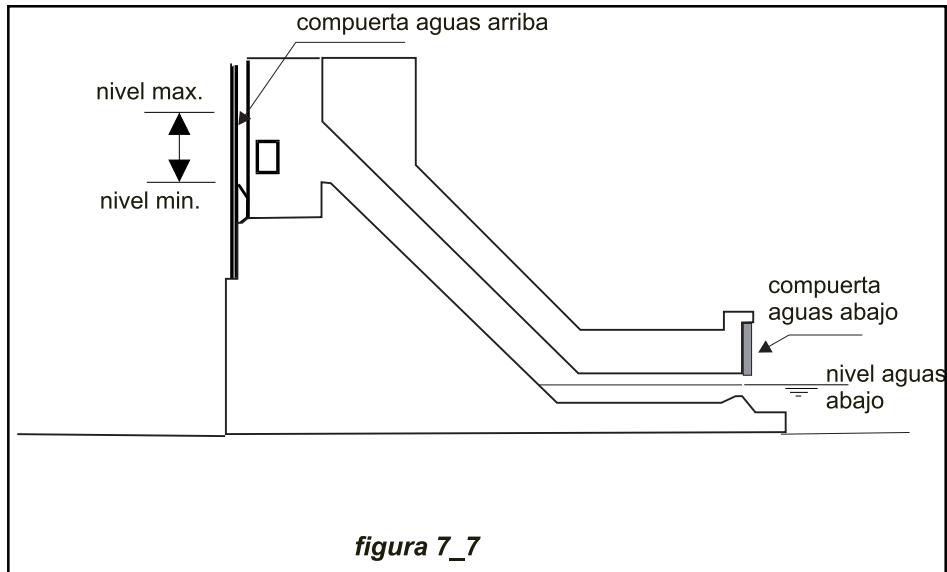
Figura 7.6

estanques intermedios de reposo. Los pasos con retardadores son, en general, muy selectivos y solo resultan adecuados para migradores de gran tamaño. Son fáciles de ubicar, ya que como se observa en la foto 7.16, debido a su fuerte pendiente ocupan poco espacio.

La esclusa «Borland» es una solución estática y relativamente económica, para hacer pasar peces sobre azudes de altura relativamente importante. Funciona



Foto 7.16



según un principio parecido al de las esclusas de navegación: los peces suben por una escala de peces muy corta hasta una cámara donde quedan atrapados (figura 7.7). En un momento dado se procede a cerrar la entrada a la cámara y a llenar de agua el túnel que une esta con la parte superior del azud. Una vez llenado el túnel, los peces, atraídos por la corriente ascendente hasta llegar a la cámara superior de donde salen nadando.

En presas de más altura hay que acudir a dispositivos de captura y transporte. En estos, los peces se atrapan en una cubeta para ser transportados aguas arriba, bien sea por vía acuática (por ejemplo mediante una esclusa de navegación), bien sea por ascensor o por funicular, o más sencillamente por camión. EDF ha desarrollado en Francia pasos con ascensor muy sencillos, cuyos resultados con la alosa han sido espectaculares. El ascensor de Golfech, por ejemplo, cuando se inauguró en 1989, permitió subir ciento veinte toneladas de alosas (unos 66.000 individuos), que hasta su instalación quedaban bloqueadas al pie de la presa.

Para que un paso cumpla su misión es necesario que los peces, antes de llegar al obstáculo, se sientan atraídos hacia la entrada. Su correcta ubicación y las adecuadas condiciones hidrodinámicas del entorno - caudal, velocidades, líneas de corriente, etc.-, condicionarán el éxito o el fracaso del dispositivo. Cuanto más lejos de la entrada capte el pez la corriente de agua que sale de la escala, mayor será su probabilidad de atracción. En el caso de los salmonidos, la corriente a la salida de la escala, deberá mantenerse entre 1 m/s y 2 m/s, aunque si los pasos están alimentados con aguas muy frías o muy calientes (menos de 8 °C o más de 22 °C), habrá que disminuir esa velocidad, ya

Foto 7.17

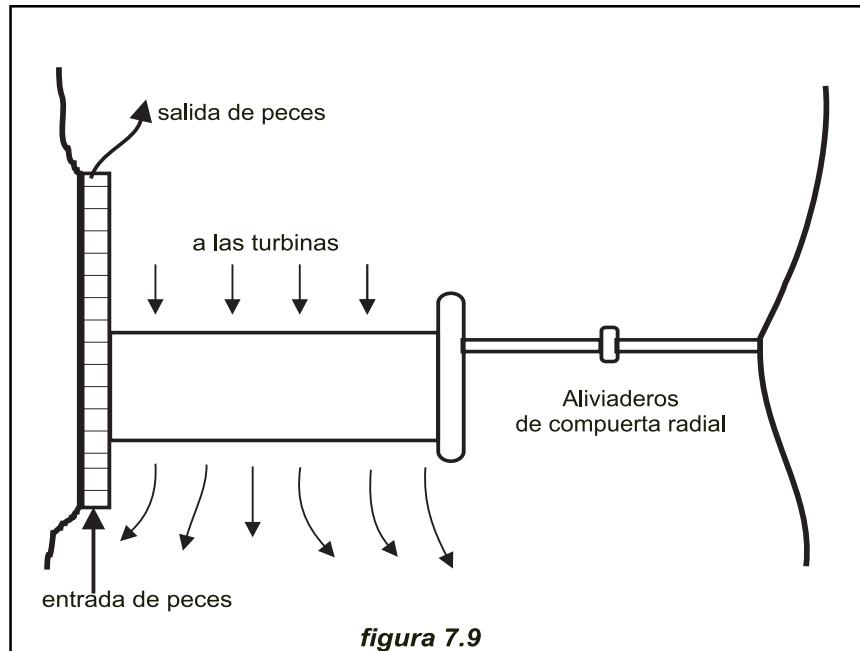
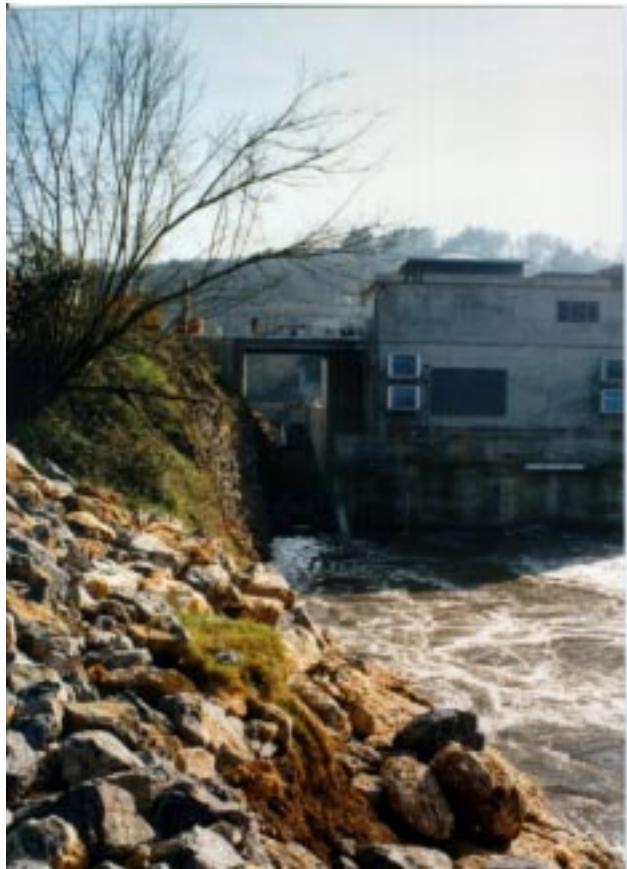


figura 7.9

que los peces se vuelven perezosos y no saltan. Hay que garantizar que se mantenga esa corriente en los períodos migratorios, sea cual sea el caudal del río aguas abajo del obstáculo. Si se quiere evitar que el caudal circule por todo el paso, se puede proceder a inyectar agua justo a la entrada del mismo (figura 7.8).

Conviene que la entrada al paso esté cerca del azud ya que los salmones tienen tendencia a buscarlo bordeando los obstáculos. En centrales de baja altura sin derivación, la entrada deberá estar situada en la margen próxima a la casa de máquinas, tal y como se esquematiza en la figura 7.9 y se muestra en la foto 7.17, tomada desde la salida del canal de descarga. La escala de peces aparece a la izquierda de la casa de máquinas, pasando debajo del puente que une a esta con la orilla del río. En la fotografía se aprecia bien la corriente de atracción. Si la escala de peces estuviera en la orilla opuesta, se correría el peligro de que al abandonarla los peces fueran arrastrados aguas abajo por la corriente del aliviadero, regresando a la situación inicial.

El comportamiento de los peces migratorios no es el único factor a considerar al elegir la ubicación de la escala. Habrá que tener también en cuenta como se accede a la entrada en épocas de crecidas, como esta está protegida contra el choque de los cuerpos flotantes y si su accesibilidad desde tierra, permite garantizar su vigilancia, control y mantenimiento. Un paso para peces, requiere un

mantenimiento cuidadoso pues en caso contrario no desempeñará correctamente su papel.

La salida del paso debe situarse en una zona de aguas profundas, un metro como mínimo, para que los peces puedan alcanzar sin esfuerzo adicional un lugar de descanso, antes de continuar su migración. No se situará la salida ni en una zona de corrientes rápidas como decíamos más arriba, ni en una zona de aguas muertas o de recirculación en las que el pez podría quedar atrapado. Ha de estar protegida de la acción depredadora de los pescadores furtivos, para lo que se recomienda vedar reglamentariamente la zona, e incluso vallar el área considerada como de descanso, protegiéndola con una puerta, cerrada con candado, e incluso cubriéndola con un piso de rejilla metálica.

En el canal de desagüe, a la salida de las turbinas, deberá colocarse una rejilla de rejas fijas, preferentemente batientes, que permitan la salida de cuerpos extraños pero impidan totalmente la entrada de los peces ascendentes. Efectivamente, en la foto 7.17, si bien se aprecia la corriente de atracción a la salida del paso también se observa como la corriente de salida del canal de descarga es aun más violenta (afortunadamente en general demasiado violenta para que el pez se atreva a afrontarla).

Algunos pasos con relantizadores pueden utilizarse también como pasos para canoas siempre que su anchura, que no deberá ser en ningún caso inferior a 1,40 m, lo permita. En Francia existen ejemplos de pasos con relantizadores que cumplen esa misión pero a veces se construyen escalas dedicadas específicamente a este fin.

7.3.3.2.3 Pasos descendentes

Una gran parte de los peces migratorios en su viaje aguas abajo y muchos de los peces residentes que son arrastrados por la corriente pasarán por las turbinas si no se toman las debidas precauciones. En el pasado ésta práctica era corriente porque con las turbinas lentas, muy utilizadas en la época, la mortalidad era baja. Sin embargo al aumentar la velocidad el porcentaje de mortalidad sube hasta llegar a alcanzar el 35% cuando la velocidad periférica del rotor supera los 30 m/s. Desgraciadamente para los peces, en las pequeñas centrales se utilizan cada vez con más frecuencia turbinas rápidas.

La tasa de mortalidad en turbinas Bulbo o Kaplan no sobrepasa el 6%, y recientes estudios parecen demostrar que, modificando el diseño de las palas en su zona de contacto con el cubo, aun se puede reducir ese porcentaje⁸. Cuanto más alto es el rendimiento de una turbina menor es su tasa de mortalidad; por eso una turbina cuando trabaja a carga parcial produce más mortalidad que cuando trabaja a plena carga. Alden Research Laboratories ha diseñado un nuevo modelo de turbinas Kaplan de 2 palas que permiten pasar todo tipo de peces con una mortalidad inferior al 10% .

La tasa de mortalidad es mucho más elevada en las turbinas de acción y aumenta con: la altura del salto, con la altura del rodete sobre el nivel de agua en el canal de fuga, con la velocidad periférica del rodete, y con el número de alabes.

Los reglamentos escoceses -"Screening Regulations"- de 1994, en teoría los más

exigentes del mundo dada la riqueza salmonera de sus ríos, exige que en todas las centrales se instale, a partir de Enero de 1988, un sistema de rejillas con una abertura de malla de 12.5 mm x 12.5 mm o al menos de 12.5 x 25 mm, que impiden el paso de salmones juveniles de 11 cm de longitud, prácticamente el tamaño menor de salmones en su movimiento migratorio. Sin embargo permite el uso de técnicas alternativas, siempre que se demuestre que son eficaces.

Para evitar que los peces pasen por la turbina se dispone hoy en día de una amplia gama de dispositivos de exclusión, que pueden agruparse en tres categorías básicas:

1. Sistemas de barrera física
2. Sistemas de guía por comportamiento
3. Sistemas de recogida y liberación

Por lo general estos sistemas se instalan a la entrada de la toma de agua. Cuando no es posible se instalarán en la propia toma de agua, que tendrá que disponer de un dispositivo para devolver los peces al río. Los peces migradores y aun en mayor medida los residentes, en su viaje aguas abajo se mueven con la corriente. Al diseñar un dispositivo de exclusión hay que tener en cuenta este comportamiento y configurarlo para que el pez reciba un estímulo hidráulico positivo y no tenga que nadar contra corriente para alcanzar el bypass de retorno.

Sistemas de barrera física.

Hay en el mercado gran número de sistemas de barrera física: pantallas fijas, verticales o inclinadas, cintas continuas verticales, tambores horizontales giratorios y pantallas cilíndricas. Todas utilizan un dispositivo provisto de aberturas lo suficientemente pequeñas como para que no puedan pasar por ellas los peces

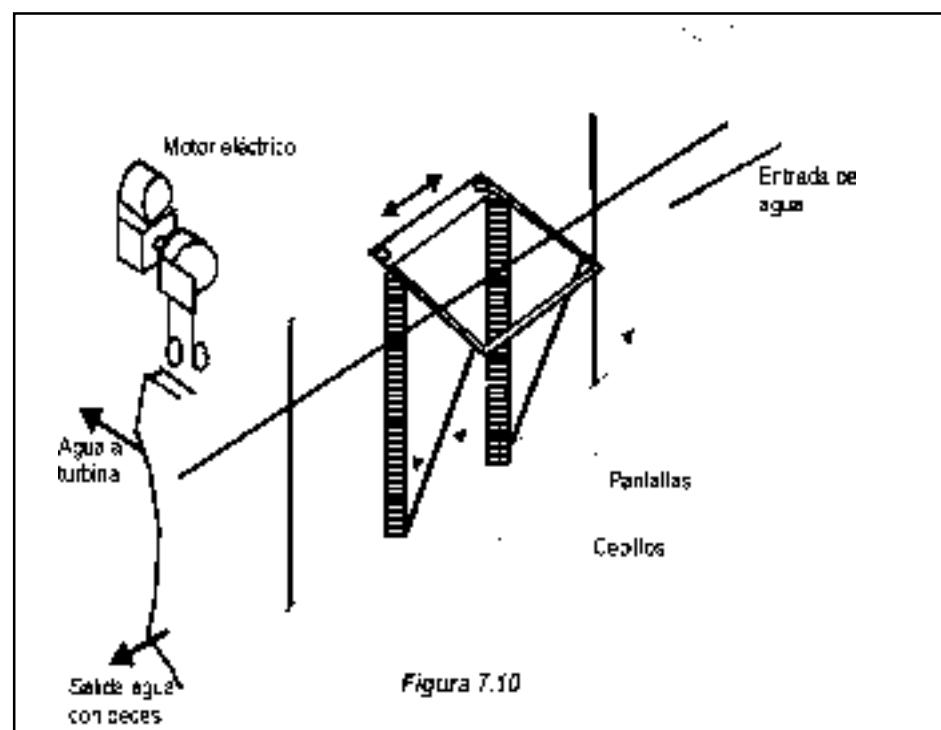


Figura 7.10

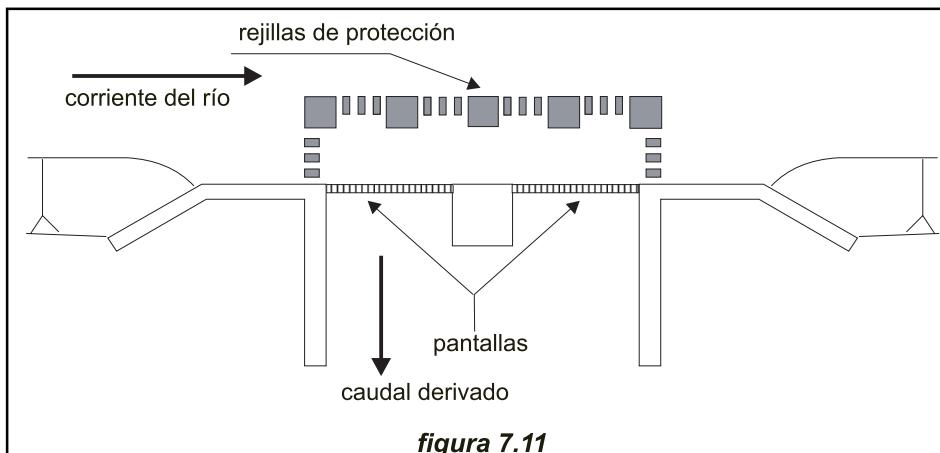
que queremos excluir. En principio se utilizan aberturas de 12,5 x 12,5 mm para evitar el paso de salmones juveniles de 11 mm de longitud. La pantalla en sí misma puede ser una malla, tejida con alambre de acero inoxidable o galvanizado o con monofilamento sintético, una chapa de acero o de aluminio perforada o una rejilla construida con perfiles de acero inoxidable. Con frecuencia se acude a la chapa perforada - generalmente de 2 mm de espesor con agujeros de 4 mm de diámetro y una separación entre ejes de 5 mm, que es barata y se limpia fácilmente con cepillos mecánicos. La malla de monofilamento es demasiado flexible para los cepillos mecánicos aunque puede limpiarse invirtiendo el flujo de agua o con chorros de aire comprimido. La malla tejida con alambre de acero es muy resistente pero la broza tiende a adherirse a su superficie que es rugosa

La velocidad de la corriente de agua al llegar a la pantalla debe ser tal que el pez pueda alejarse nadando sin llegar a chocar contra ella. Su valor dependerá del tipo y tamaño de los peces, pero supuesto un reparto uniforme del caudal, será inferior a 1,4 m/s, -medida unos 10 cm aguas arriba- lo que exige utilizar pantallas de gran superficie, cuando se manejan caudales importantes.

Las pantallas se instalan formando un ángulo agudo con la dirección de la corriente y situando el dispositivo de bypass en su extremidad inferior. Ese ángulo no debe superar los 45 grados, para que la componente de velocidad que arrastra el pez paralelamente a la pantalla, sea siempre mayor que la componente de aproximación. La distribución de corriente debe ser uniforme porque en caso contrario, en aquellos puntos en los que la velocidad de aproximación supere la media, los peces chocarán contra la pantalla mientras que en aquellos en la que es menor, se retrasaran y estarán expuestos al ataque de los depredadores.

Sea cual sea el sistema y tipo de pantalla elegidos, es necesario disponer de un mecanismo de limpieza que evite la acumulación de broza. La broza adherida a la pantalla puede dañar a los peces y si la colmata puede causar daños estructurales. Las pantallas fijas se limpian generalmente con cepillos de accionamiento mecánico (figura 7.10), pero puede también utilizarse un chorro de aire comprimido o, invirtiendo su sentido, la propia corriente de agua.

En las tomas de agua clásicas por derivación, en las que su eje es perpendicular al del río (figura 7.11), se aconseja alinear la pantalla con la orilla, de forma que



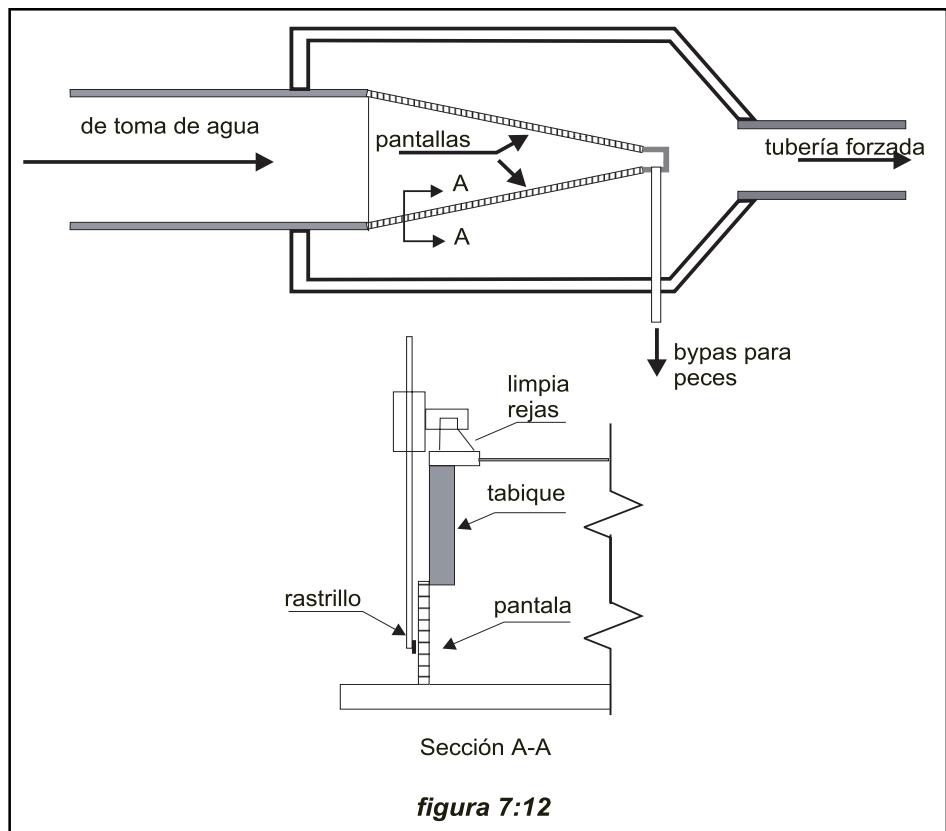


figura 7:12

los peces sigan la línea de la corriente y no lleguen a tocarla. Si es necesario se revestirá la orilla aguas arriba y aguas abajo de la rejilla, tal y como se ve en la figura, para evitar que se formen remolinos en los que los peces podrían quedar retenidos e incluso ser atacados por especies depredadoras. Esta disposición no parece muy favorable desde el punto de vista hidrodinámico, pero dada la baja velocidad de corriente al paso de la pantalla, la pérdida de carga por cambio de sentido es irrelevante. Si se instala la pantalla en la toma de agua habrá que prever un dispositivo de bypass (figura 7.12) que devuelva los peces al río.

Cuando el caudal derivado supera los $3 \text{ m}^3/\text{s}$ las pantallas fijas, debido a su gran superficie, resultan difíciles de instalar. En esos casos se recomienda utilizar cintas verticales motorizadas o tambores giratorios de eje horizontal. Las cintas motorizadas son, desde el punto de vista mecánico, más complicadas que los tambores giratorios, pero requieren menos espacio para su instalación.

Entre las soluciones menos convencionales destaca la pantalla autolimpiente Eicher,⁹ que se instala en el interior de la tubería forzada, formando ángulo con la corriente (figura 7.13). Esta pantalla admite velocidades mucho más altas que las toleradas por las pantallas convencionales. Como se ve en la figura, los peces se desplazan a lo largo de la pantalla hasta alcanzar un conducto por donde son reenviados al canal de descarga. Periódicamente, y durante un tiempo muy corto, se hace girar la pantalla alrededor de un eje horizontal, a fin de presentar su otra cara al flujo de corriente, para que el agua arrastre la broza adherida. En las dos instalaciones de las que tenemos noticia, la velocidad del agua en la tubería

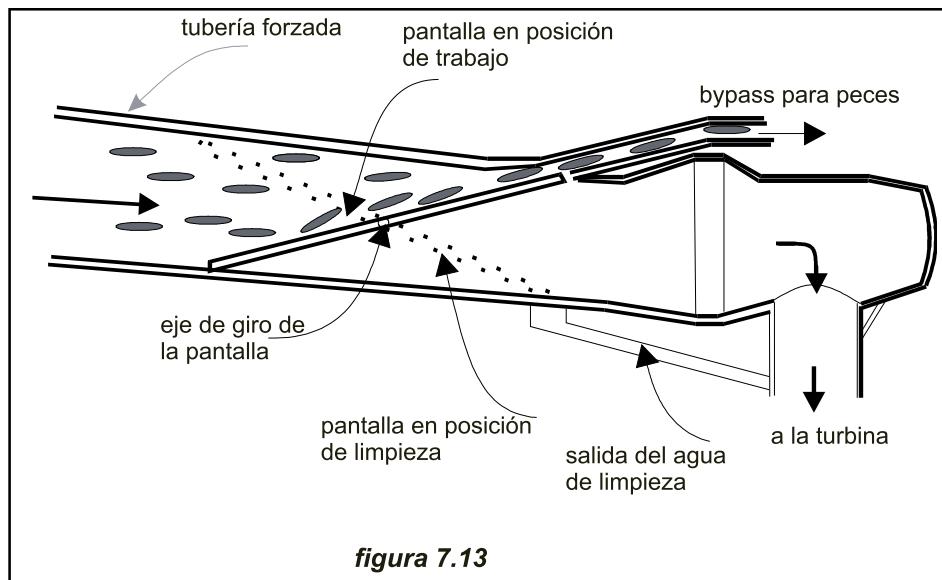


figura 7.13

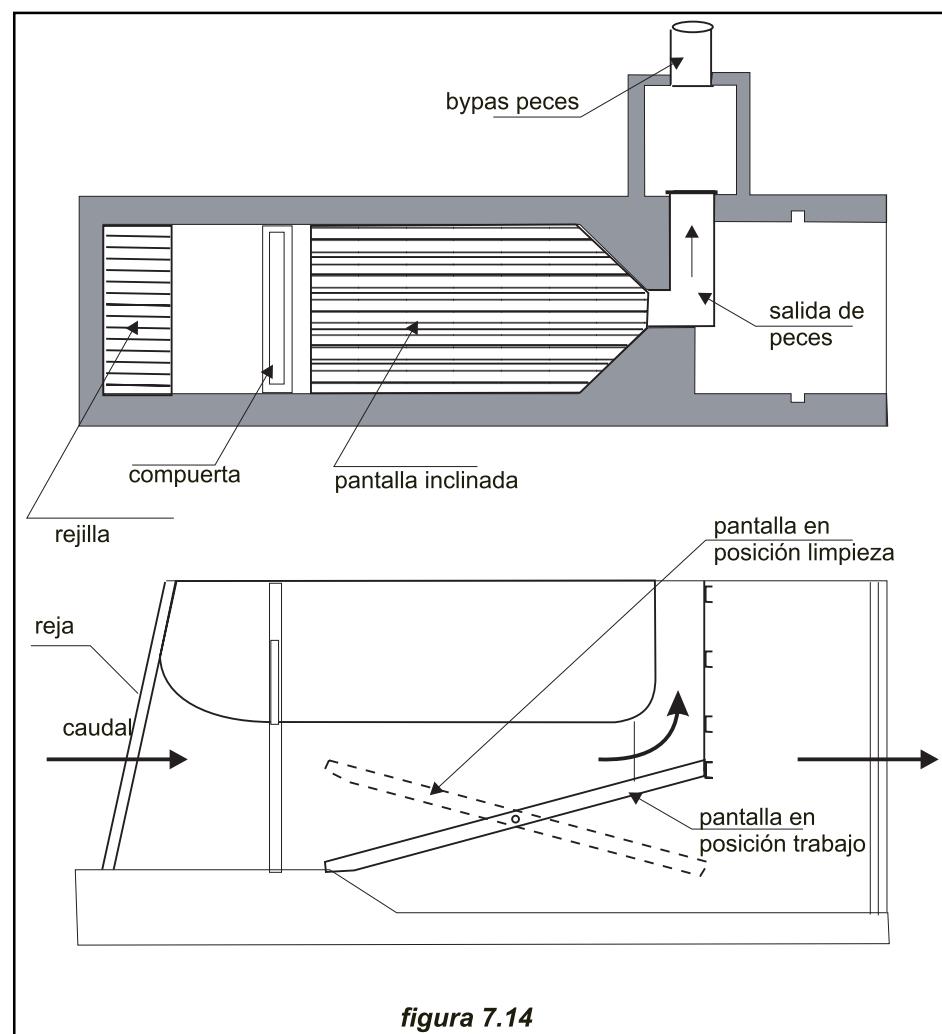


figura 7.14

es de unos 2,4 m/s⁹. Como en esta pantalla, los peces resbalan sobre ella, es necesario que su superficie sea muy lisa, lo que se consigue empleando perfiles de acero inoxidable especialmente diseñados para este fin. Los resultados obtenidos hasta ahora permiten garantizar una tasa de mortalidad equivalente a las de pantallas convencionales de mucho mayor superficie.

Otro tipo de instalación que tolera mayores velocidades de corriente es la desarrollada bajo el patrocinio del EPRI, y conocida como Pantalla Modular Inclinada (MIS)¹⁰. Se trata de un diseño estándar modular, fácilmente adaptable a cualquier aprovechamiento. El modulo MIS (figura 7.14) se compone de una entrada protegida por una rejilla de limpieza, una malla de perfiles de acero inoxidables, inclinada entre 10 y 20 grados con respecto a la corriente, y un bypass para desviar los peces hacia un conducto de retorno. La pantalla (como en el caso de la Eicher) va montada sobre un eje pivotante a fin de poder girarla para que sea lavada a contracorriente. La longitud del módulo, completamente cerrado, no supera los 15 metros. En función del ángulo de pantalla cada módulo podrá tratar entre 14 y 28 m³/s sin sobrepasar los 3.5 m/s de velocidad de corriente de aproximación. Si se necesita más caudal basta con añadir más módulos. La práctica ha confirmado que, debido a su diseño, se obtiene una distribución uniforme de la corriente al paso por la pantalla, aunque el agua entre al módulo con un ángulo de hasta 45 grados. Gracias a ello los peces se desvían sin ser dañados utilizando velocidades de corriente muy superiores a las empleadas en pantallas fijas convencionales. En los ensayos de recepción del prototipo, utilizando velocidades de corriente de más de 2 m/s, la tasa de supervivencia de la alosa fue del 99% .

La foto 7.18 cedida por DULAS Ltd¹¹ muestra otra pantalla innovativa autolimpiante. Conocida bajo el nombre de Coanda¹² - por aprovechar el efecto "coanda" muy utilizado en la concentración de minerales - la pantalla es en realidad un azud cuyo paramento aguas abajo está constituido por una pantalla curvilínea cons-



Foto 7.18

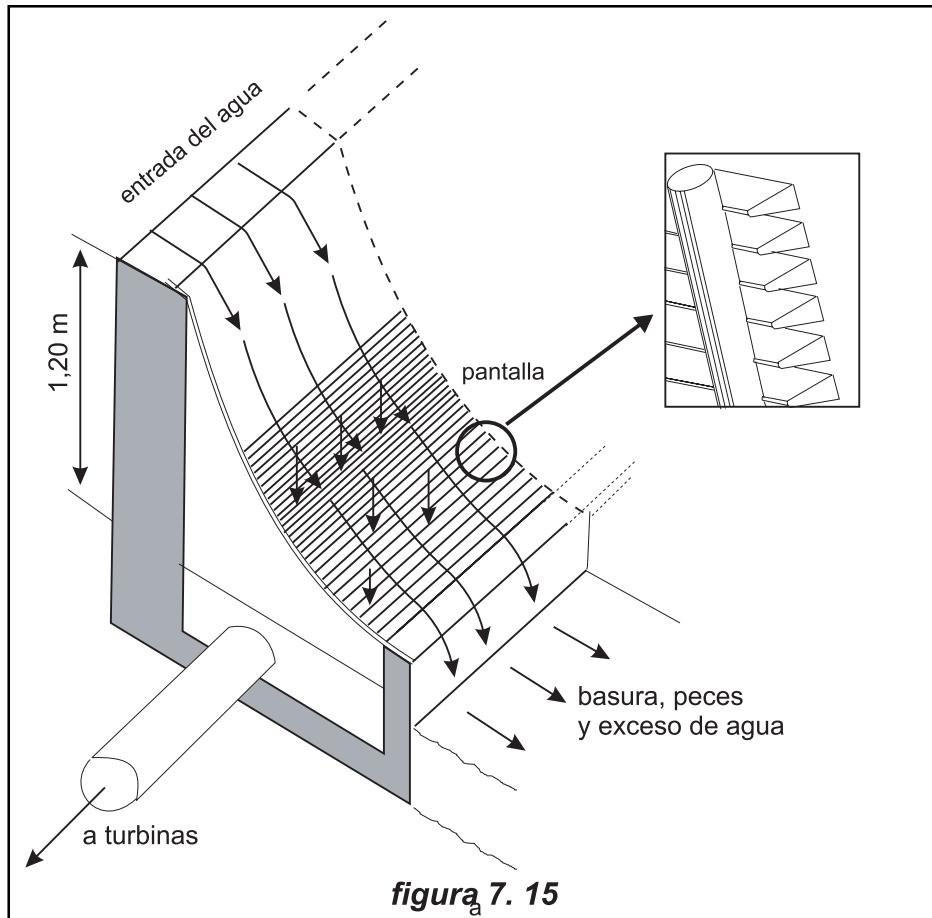


figura 7. 15

truida con perfiles transversales de acero inoxidable. Como muestra la figura 7.15 el agua pasa entre los perfiles y se recoge en un canal ubicado debajo de la pantalla, y los peces juntamente con la broza, y el 90% de las partículas de más de 0,5 mm de diámetro, siguen su camino río abajo. Para que los peces no se dañen al resbalar sobre la pantalla su superficie debe ser muy lisa. Los peces no pueden quedar en seco, por lo que es necesario que un cierto caudal de agua - que podría ser el caudal ecológico - circule permanentemente sobre la pantalla. Este caudal arrastrará también la broza que pueda haber quedado en el borde inferior de la pantalla, broza que pondría en peligro la supervivencia de los peces retenidos en la zona. La pérdida de salto producida por este tipo de pantalla es elevada -entre 1,20 y 1,60 m - por lo que no se recomienda su utilización en saltos de baja altura. La pantalla puede tratar hasta 140 l/s por metro lineal.

Hay que mencionar también las pantallas cilíndricas (figura 7.16), especie de jaulas construidas con perfiles de acero inoxidable, que se colocan en el cauce del río a modo de galerías de infiltración. La separación entre los perfiles controla el tamaño de los peces a excluir. La pérdida de carga es baja y las pantallas pueden limpiarse con aire comprimido, aunque esta deba realizarse manualmente. El número de jaulas necesarias se calcula en función del caudal a hacer pasar.

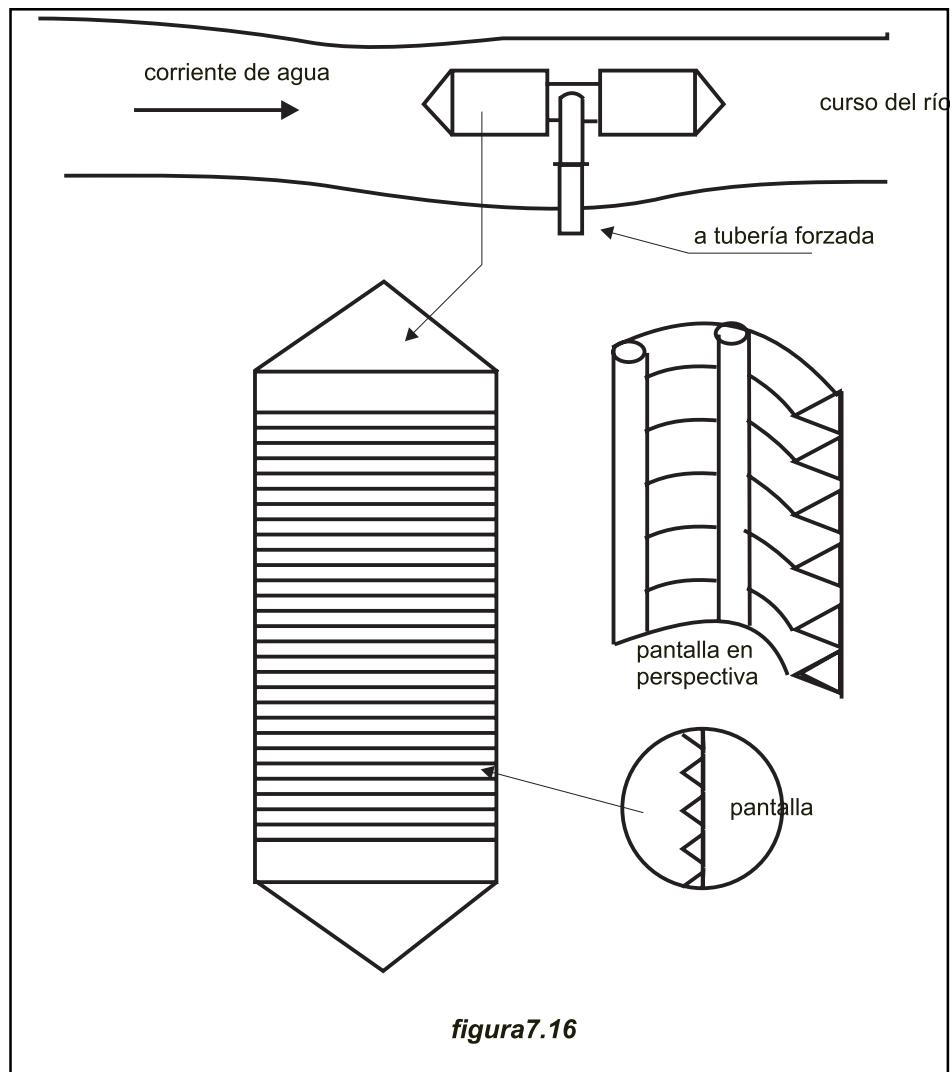
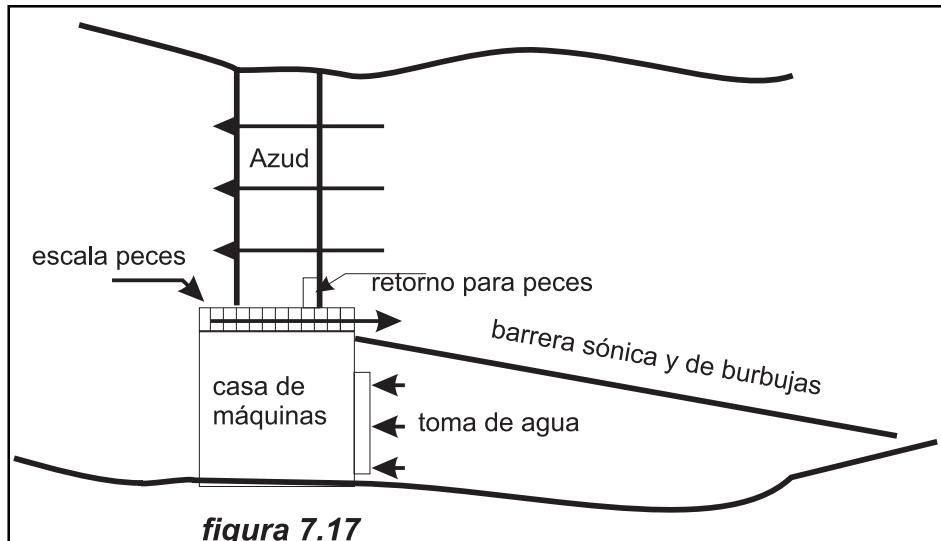


figura7.16

Sistemas de guía por comportamiento.

El guiado por comportamiento está basado en la respuesta de los peces a determinados estímulos, ya sean de repulsión o de atracción: o bien se repele a los peces para que no entren en la toma de agua o se los atrae hacia un punto situado fuera de ella. En los últimos años se han ensayado gran número de estímulos: campos eléctricos, lámparas de mercurio y estroboscópicas, sonidos, chorros de agua, y cortinas de burbujas de aire.

A lo largo de los últimos años se han estudiado varios sistemas basados en el comportamiento, incluyendo las barreras de burbujas, las barreras de luz y los sistemas acústicos. Las barreras de burbujas y los focos de luz han resultado no ser suficientemente efectivas como para poder reemplazar a las rejillas, pero las barreras acústicas parecen haber tenido éxito frente a una amplia variedad de especies¹³. En el URL de Internet, <http://www.fish-guide.com>, correspondiente a Fish Guidance System Ltd, se dan detalles de dos sistemas de barreras sonicas y su aplicación a casos reales específicos



Con respecto al sonido, los peces pueden clasificarse en “muy sensibles al sonido” - como las carpas - “moderadamente sensibles” - como los salmones y las percas - y “relativamente insensibles” - como los tiburones y las rayas -. Para que el sistema sea efectivo, el pez no solo tiene que oír el sonido- un nivel de sonido como mínimo igual a 130 dB re 1 uPa, con una frecuencia entre 100 y 500 Hz- sino que tiene que resultar realmente irritante para el pez ¹³.

Cuando se quiere evitar la entrada de peces - repeliéndolos - en una toma de agua, se recomienda el sistema SPA (Sound Projector Array), robusto, fiable y muy efectivo. En la entrada del sistema de refrigeración de una central nuclear con agua de mar, el sistema es capaz de evitar la entrada del 80% de los arenques y del 54% de las pescadillas. Cuando lo que se trata es de conducir a los peces hacia un bypass de retorno el problema es más complejo y la barrera bioacústica BAFF - un sistema enteramente neumático - representa la mejor solución.

En 1996, se instaló en la central de Blantyre, en el río Clyde, en Escocia un sistema mixto sonido-burbujas. La central, del tipo de toma en sifón, está equipada con una turbina Kaplan de 575 kW de potencia. La barrera de sonido, complementada con otra de burbujas, corre por debajo de la barrera flotante, aguas arriba de la toma (figura 7.17). La barrera está constituida por una serie de proyectores de sonido, colocados en el fondo y alimentados por un generador de señales - entre 20 y 2000 Hz - a través de un amplificador, y de una barrera de burbujas alimentada por aire comprimido (BAFF - BioAcoustic Fish Fence), cuyo equipo de control está alojado en la casa de máquinas, que conjuntamente crean una verdadera “pared de sonido” que guía a los peces hacia un camino de fuga, construido sobre el azud. La experiencia ha demostrado que, cuando la barrera está activada, el número de adultos que pasan por la turbina, experimenta una reducción del 91,5% y el de juveniles del 73,6%¹⁴. La barrera puede emplearse igualmente a la salida del canal de fuga, cuya corriente puede atraer a los salmones adultos.

Los ensayos en laboratorio, con lámparas estroboscópicas dan buenos resultados con ciertas especies, pero su aplicación con salmones juveniles es decepcionante.

nante, por lo que el sistema no se admite como mecanismo de repulsión por la mayoría de las agencias medioambientales. Las lámparas de mercurio deberían en principio atraer a gran número de especies, pero los ensayos en laboratorio no han sido concluyentes, pues mientras algunos peces, principalmente los residentes y algunos tipos de truchas se sienten atraídos, otros o no muestran ninguna reacción o incluso son repelidos.

Se han hecho también ensayos con barreras eléctricas, pero a su escaso efecto disuasorio se añade el peligro que representan para el ser humano. Tampoco las barreras formadas por cadenas colgantes han dado resultados concluyentes, por lo que de momento, los únicos sistemas de exclusión fiables siguen siendo las barreras físicas y en cierta medida las sónicas SPA, complementadas con barreras bio-acusticas BAFF.

Sistemas de recogida y liberación

Utilizan conceptos similares a los de los dispositivos utilizados en los trayectos ascendentes: recoger los peces antes de que alcancen la toma de agua para ser transportados posteriormente por camión o sistema equivalente¹⁵. Sin embargo la labor de recogida resulta más complicada que en el caso de los pasos ascendentes, en que los peces acuden a un punto de concentración, atraídos por la contracorriente. Aquí hay que emplear mallas muy finas de monofilamento, como si fuesen redes de pesca. Los peces recogidos muestran síntomas de estrés y heridas superficiales, por lo que el sistema no es muy recomendable. Estos sistemas son los únicos que garantizan la exclusión de huevos y larvas, aunque se ha demostrado que, con turbinas de reacción los huevos y las larvas no resultan prácticamente dañados.

Camino de retorno o bypass

Las pantallas colocadas a la entrada de la toma de agua, no necesitan conducto de retorno porque los peces arrastrados por la corriente, paralelamente a la pantalla, vuelven al río sobre el aliviadero que controla el caudal ecológico. La experiencia concluye que la caída por aliviaderos de altura media provoca una tasa de mortalidad reducida (desde luego inferior a la que produce el paso por las turbinas), sobre todo si están bien diseñados.

Cuando la pantalla está colocada dentro de la toma, es necesario disponer de un paso que devuelva los peces al río. Para alcanzar ese paso, los peces no deberán tener que nadar a contracorriente por lo que el conducto deberá estar a continuación de la pantalla, supuesta ésta instalada en ángulo con la corriente. La entrada al conducto debe ser amplia, porque los peces sienten cierta repugnancia a entrar en conductos pequeños. Con pantallas fijas verticales, el conducto deberá tener una sección rectangular con una anchura del orden de los 45 cm y será regulable mediante el empleo de tabiques metálicos, para poder controlar el caudal de agua, que no debería sobrepasar el ecológico.

El conducto de retorno puede ser tubular de sección llena o en forma de canal, preferiblemente abierto, tanto para facilitar su conservación como para obviar la obscuridad que en general es rechazada por los peces. Si es tubular de sección llena hay que cuidar que no haya remolinos, porque los peces al absorber el aire pueden sobresaturarse y resultar dañados cuando lleguen a una zona de menor presión (gas bubbles). El conducto debe desembocar en una zona del río de esca-

Foto 7.19

sa turbulencia de modo que los peces puedan recuperarse rápidamente y no ser expuestos a la acción de los depredadores.

7.3.3.3 En la tierra

Los canales han constituido tradicionalmente un obstáculo al libre paso de los animales. Para evitarlo los canales hoy día están cubiertos y revegetados de forma que no presentan obstáculo alguno. En todo caso en zonas muy sensibles, por ejemplo donde aun existen osos, las agencias ambientales tienden a extremar las medidas de protección e incluso llegan a denegar la autorización

7.3.4 Arqueología, objetos culturales

En la fase de construcción hay que evitar que sean afectados, o desaparezcan, restos arqueológicos de cierto valor. El problema es mas grave en los aprovechamientos con embalse, en los que pueden quedar inundados objetos e incluso monumentos de valor histórico. Como ejemplo a seguir se puede citar la central de Cordiñanes, donde se encontró una necrópolis medieval, puesta en valor mediante un acuerdo de colaboración con la autoridad competente en la Junta de Castilla León. La foto 7.19 muestra como quedó el cementerio al terminarse las obras.

Foto 7.20

7.4 Los impactos de las líneas eléctricas de transmisión

7.4.1 Impacto visual

Aunque es cierto que las actuales tendencias constructivas dan lugar a estructuras altamente dominantes y, en consecuencia, producen cambios importantes en el paisaje, una estructura construida ahora, llegará un día a formar parte del paisaje, e incluso a ser en el futuro, una herencia del pasado. Bajo este prisma serían nuestros descendientes a quienes correspondería decidir lo que vale la pena de conservar. Parece claro sin embargo que las líneas eléctricas y los corredores correspondientes, tienen un impacto estético negativo sobre el paisaje. Estos impactos pueden mitigarse adaptando la línea al paisaje, o en casos extremos, enterrándola.

La solución óptima de una línea eléctrica, estudiada desde una óptica técnica y financiera, es en general la que producirá los impactos más negativos.. Efectivamente, para conseguir una mayor separación, los pilones se ubican en lo alto de las colinas, con lo que la línea se convierte en un elemento dominante del paisaje. Aunque a priori no puede decirse que una línea quebrada se comporta mejor desde el punto de vista visual que una línea recta, en general estas últimas resultan mas impactantes.

En la central de Cordiñanes, como ya se comentó al tratar del impacto paisajístico, la subestación está ubicada en el interior de la casa de máquinas. Con ello se obvia la visión poco estética de una subestación exterior (foto 7.20). La línea sale a través de la tubería forzada, pasa por el túnel y el canal hidráulico y solo sale a la superficie, en la presa, ya muy cerca de Posada de Valdeon en donde existe un buen número de líneas de distribución eléctrica que dan energía al pueblo.

7.4.2 Impacto sobre los humanos

Tras varios años de informes contradictorios, los expertos aseguran ahora que residir en áreas cercanas a líneas eléctricas no incrementan el riesgo de cáncer y, más concretamente, de leucemia infantil. Esta es la conclusión a que ha llegado ahora un equipo de investigadores del Instituto del Cáncer de Estados Unidos, según publica en Junio de 1997 la prestigiosa revista "The New England Journal of Medicine". Esta publicación asegura que la evidencia científica demuestra que tal riesgo no existe y manifiesta que es hora de dejar de malgastar recursos en este tipo de estudios y emplearlos en descubrir las verdaderas causas biológicas de la leucemia. En todo caso, dada la tensión empleada en las minicentrales (en general < 66 kV) los campos electromagnéticos generados son inferiores a los generados por algún electrodoméstico, como el microondas.

7.4.3 Impacto sobre las aves

Aunque las aves están adaptadas morfológica y aerodinámicamente para moverse en el aire, existen límites en lo que respecta a su habilidad para salvar obstáculos artificiales. Las líneas eléctricas que pasen cerca de áreas claves desde el punto de vista ornitológico, deberán ubicarse cerca de la base de los riscos, o próximas a las pantallas de árboles, para que obliguen a las aves a volar por encima de los cables. El peligro de electrocución (para electrocutarse un ave tiene que tocar simultáneamente dos fases - o una fase y un neutro) es prácticamente nulo para líneas a más de 130 kV, y muy bajo para el resto si se utilizan aisladores suspendidos en lugar de rígidos.

En el aprovechamiento de Cordiñanes, que hemos venido utilizando como modelo, la línea de transmisión desde la central, una vez pasado el pueblo vuelve a enterrarse para pasar por la ladera norte donde habitan los urogayos, una especie rara de ave, en vías de extinción.

7.5 Conclusiones

Una visita a Cordiñanes demostrará a cualquier persona de buena fe, que es posible construir una central en un parque natural, sin que este quede minimamente afectado y evitando la emisión de muchas toneladas de anhídrido carbónico, causante fundamental del efecto invernadero, y de lluvias ácidas, hasta el punto de que si la central térmica, a la que parcialmente sustituiría, estuviese situada a menos de 300 km del parque, podría destruir los bosques que se quieren proteger negando la autorización.

Bibliografía

- 1 European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN
- 2 S. Palmer. "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences". HIDROENERGIA 95 Proceedings. Milano
- 3 F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realization aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle european town", HIDROENERGIA 93, Munich
- 4 J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig Überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/ Heidelberg am Neckar", HIDROENERGIA 93, Munich
- 5 M. Mustin and others, "Les méthodes de détermination des débit réservés; Analyse et proposition d'une méthode pratique; Le débit de garantie biologique (DGB)", Report pour le Comité EDF Hydroécologie.
- 6 Santos Coelho & Betamio de Almeida, "A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P." HIDROENERGIA 95, Munich
- 7 Osborne, J. New Concepts in Fish Ladder Design (Four Volumes), Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985
- 8 Department of Energy, Washington, USA. "Development of a More Fish-Tolerant Turbine Runner" (D.O.E./ID.10571)
- 9 George J. Eicher "Hydroelectric development: Fish and wild life considerations" Hydro Review Winter 1984
- 10 Winchell, F.C. "A New Technology for Diverting Fish Past Turbines", Hydro-Review December 1990
- 11 Dulas Ltd. Machynlleth, Powys, Wales SY20 8SX. e-mail dulas@gn.apc.org . "Static screening systems for small hydro". HIDROENERGIA97 Conference Proceedings, page 190
- 12 James J. Strong. "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment" HYDRO'88 Conference papers.
- 13 D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations", Hydropower&Dams Issue One 1997
- 14 A. Turpenny, K. Hanson. "Fish passage through small hydro-turbines: Theoretical, Practical and Economic Perspectives". HIDROENERGIA 97, Conference Proceedings, page 451.
- 15 Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Volume 4, American Society of Civil Engineers, New York, 1989.

8 Análisis económico

8.0 Introducción

Un proyecto de inversión en un aprovechamiento hidroeléctrico exige unos pagos, extendidos a lo largo de su ciclo de vida, y proporciona unos ingresos también distribuidos en el mismo periodo de tiempo. Los pagos incluyen el costo inicial de inversión, extendido en el tiempo gracias a los mecanismos de financiación externa, y unas cantidades anuales con una parte fija -seguros e impuestos diferentes del que grava los beneficios - y otra variable -gastos de operación y mantenimiento- mientras que los ingresos corresponden a las ventas de la electricidad generada. Al final del proyecto, cuya vida está en general limitada por la duración de la autorización administrativa, quedará un valor residual que en teoría es siempre positivo. El análisis económico tiene como objetivo comparar ingresos y gastos para cada una de las posibles alternativas a fin de decidir cual de entre ellas es la que conviene acometer, o si hay que renunciar definitivamente al proyecto.

Desde el punto de vista económico, una central hidroeléctrica difiere de una central térmica, en que la primera exige un costo de inversión más elevado que la segunda, pero por el contrario sus costes de explotación son sensiblemente inferiores al no necesitar combustible (el equivalente al combustible es el agua que mueve las turbinas, que por lo general es gratis, aun cuando excepcionalmente, la autoridad de la cuenca, puede exigir un canon por turbinar aguas previamente reguladas por obras hidráulicas situadas aguas arriba del aprovechamiento), cuya repercusión sobre el precio del kWh generado es importante.

El primer problema que se plantea al analizar la inversión, es si los cálculos deben hacerse en moneda real o en moneda constante. En la práctica se considera que los gastos y los ingresos se ven igualmente afectados por la inflación por lo que, en general, se recomienda elaborar el análisis en moneda constante. Con esta perspectiva los costes futuros, de renovación o de cualquier otro tipo, se evalúan a los precios actuales. Si hay razones para creer que ciertos factores evolucionarán con una tasa diferente a la del IPC, estos se harán crecer, o disminuir, a la tasa de inflación diferencial. Por ejemplo, si se presupone que las tarifas eléctricas van a subir un punto por debajo del IPC, habrá que considerar que los ingresos por este concepto van a disminuir a una tasa del 1% anual, mientras que el resto de los factores permanecen constantes

8.1 Consideraciones básicas

El primer paso para evaluar económicoamente un proyecto es el de estimar con la mayor precisión posible el costo de la inversión. En una primera aproximación, se pueden utilizar datos económicos correspondientes a instalaciones similares o utilizar ábacos desarrollados con ese fin. El IDAE (Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía, España) en su publicación "Minicentrales Hidroeléctricas"¹, analiza los costes de los diferentes elementos que configuran un aprovechamiento - azud, toma, canal, cámara de carga, tubería forzada, casa de máquinas, turbinas, generadores, transformador y línea eléctrica - en función de

los parámetros que de forma más directa influyen en el mismo. Fonkenelle² también proporciona nomogramas para el cálculo de costes de inversión pero exclusivamente para centrales de baja altura.

Continuamente aparecen en el mercado nuevos programas informáticos que permiten, entre otras cosas, evaluar los costes de inversión. El Departamento Nacional de Águas e Energía Eléctrica (DNAEE) y la Compañía Paranaense de Energía COPEL, han publicado en Brasil un estudio titulado "APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE PEQUENO PORTE" en cuyo volumen V "Avaliacao de Custos e Benefícios de Pequenas Centrais Hidrelétricas"³ se describe la metodología del Programa "FLASH" para estudios previos de factibilidad. Es probable que "FLASH" sea hoy en día el programa informático más completo para evaluación de costes. La sociedad francesa ISL, está elaborando, bajo contrato con la Comisión Europea (DG XVII), en el marco del programa ALTENER y con la ayuda de ADEME, un paquete de software para los entornos WINDOWS 95 y WINDOWS NT que incorpora una importante base de datos para poder evaluar los costos de inversión tanto del equipo electro-hidráulico como de la obra civil. .

D. R. Miller, vicepresidente de ESHA, ha elaborado recientemente un programa en el que se incluye el coste de inversión en ECU por kW instalado en función de la potencia de la central. El objetivo del programa es definir el precio de compra de la electricidad, en función de la potencia instalada en una central independiente, para que el rendimiento neto sobre la inversión alcance el 9%. El costo de la inversión se calcula con arreglo al siguiente baremo: :

Potencia (kW)	coste (ECU)
P>200	200 x 2250 + resto x 2250 x 0,548165
P>250	250 x 2050 + resto x 2050 x 0.824336
P>500	500 x 1870 + resto x 1870 x 0,817034
P>1000	1000 x 1700 + resto x 1700 x 0.765111
P>2000	2000 x 1500 + resto x 1500 x 0.777918
10000>P>5000	5000 x 1300 + resto x 1300 x 0,661133

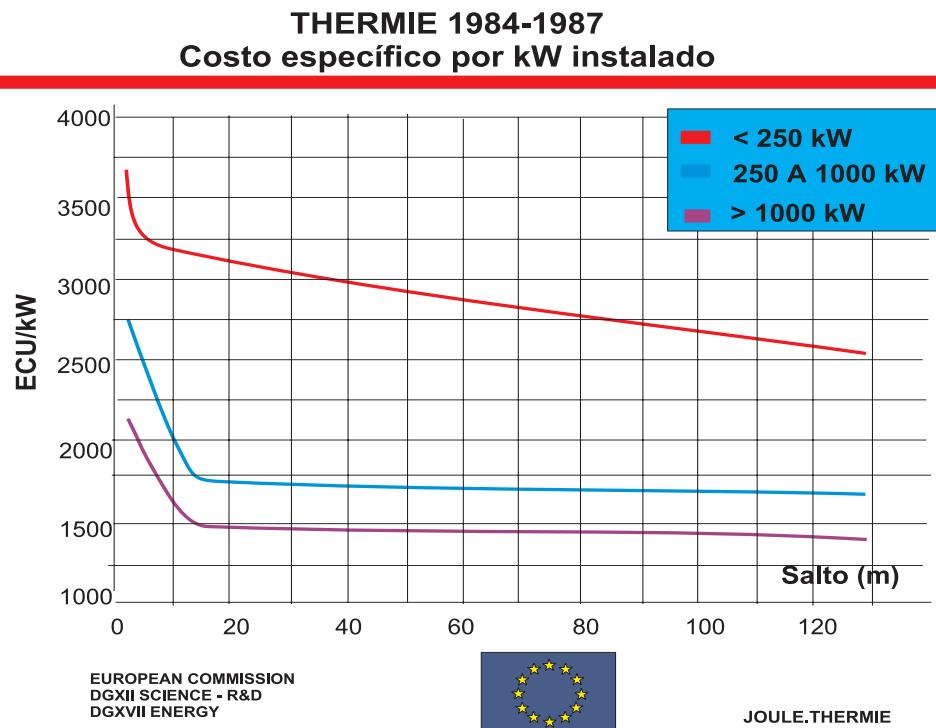
Un aprovechamiento de 2650 kW de potencia tendrá pues un costo de inversión: $2000 \times 1500 + 650 \times 1500 \times 0,777918 = 3758470$ ECU

lo que equivale a

$$3\,758\,470 / 2650 = 1418 \text{ ECU/kW instalado}$$

En el mismo estudio se consideran como costes de operación los siguientes	
Seguros	335 x raíz cuadrada de la potencia instalada
Impuestos locales	110 x raíz cuadrada de la potencia instalada
Auditoría	275 x raíz cuadrada de la potencia instalada
Ingeniería y supervisión	500 x raíz cuadrada de la potencia instalada
Administración y contabilidad	1595 x raíz cuadrada de la potencia instalada
Reparaciones, mantenimiento	600 x raíz cuadrada de la potencia instalada

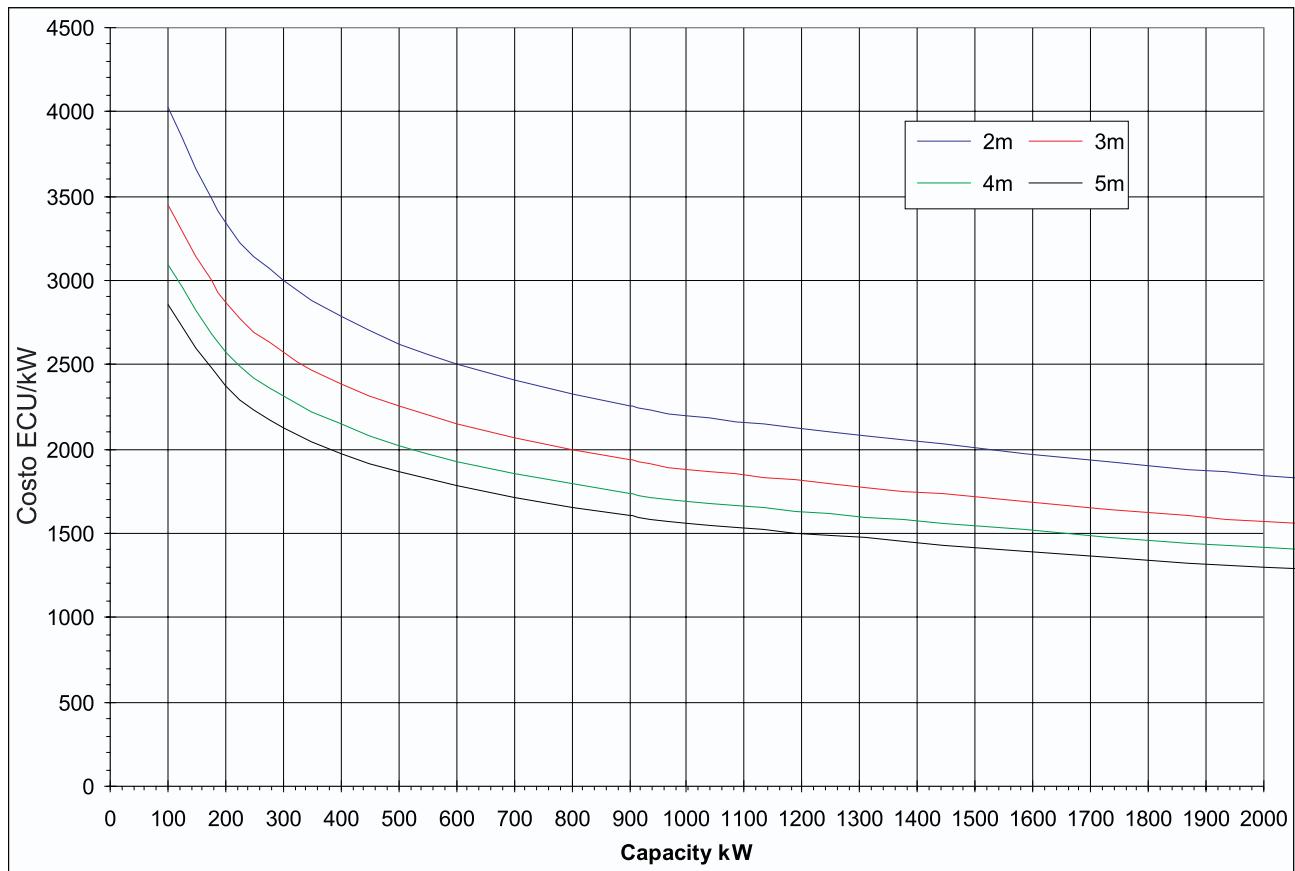
La tabla no diferencia el costo de inversión en aprovechamientos de agua fluente de baja altura (menor de 5 m), cuando es sabido que las centrales de media y gran altura de salto son mucho más baratas, a igualdad de potencia, que las de baja altura.



En una comunicación a HIDROENERGIA97 sobre el programa THERMIE, H. Pauwells, del departamento "Tecnología Energética" de la DGXVII, presentó unas curvas de regresión de los costes en ECU por kW instalado, en los 187 diferentes proyectos presentados al programa, entre 1984 y 1986. La figura muestra estos costes en función de la altura de salto, para las tres gamas de potencia señaladas. A diferencia de la curva presentada por D. Miller, estas tienen en cuenta la altura del salto pero no están definidas matemáticamente, por lo que la lectura hay que hacerla sobre la figura misma. En todo caso estas curvas son muy poco precisas para ser aplicadas en aprovechamientos con saltos inferiores a 10 m.

"IT Power Ltd Stroom Lijn, IEE Kassel, 1997" ha elaborado un programa informático, "Hydrosoft⁴", para el estudio de aprovechamientos de baja altura, que incorpora unas curvas de correlación entre el costo de inversión, en ECU/kW, y la potencia instalada (entre 100 kW y 10 MW), para alturas de salto de 2m, 3m, 4m y 5m. Las curvas se refieren a aprovechamientos en los que la potencia total se obtiene instalando dos turbinas de igual potencia. En la página siguiente, con autorización de IT Power Ltd, se reproducen estas curvas, limitando la gama de potencias entre 100 kW y 2 MW para ganar en claridad. De esta forma, el costo en ECU por kW se puede medir directamente en la figura, aunque se acompañan los datos de la hoja de cálculo Microsoft Excel, con los que se dibujaron esas curvas, para poder calcular directamente los costes por interpolación.

Sea cual sea la herramienta empleada en una primera fase, si los resultados son prometedores, habrá que elaborar posteriormente un anteproyecto en el que se



Potencia central	Potencia turbina	Costo en ECU/kW, para una altura de salto de			
		2m	3m	4m	5m
100	50	4023	3447	3097	2854
200	100	3344	2865	2574	2372
300	150	3004	2574	2313	2131
400	200	2786	2386	2145	1976
500	250	2628	2251	2023	1864
600	300	2506	2147	1929	1778
700	350	2407	2063	1853	1708
800	400	2326	1992	1790	1650
900	450	2256	1933	1737	1600
1000	500	2196	1881	1690	1558
2000	1000	1839	1575	1416	1304
3000	1500	1659	1422	1277	1177
4000	2000	1543	1322	1188	1095
5000	2500	1460	1251	1124	1036
6000	3000	1395	1195	1074	990
7000	3500	1342	1150	1033	952
8000	4000	1299	1113	1000	921
9000	4500	1261	1081	971	895
10000	5000	1229	1053	946	872

Tabla 8.1**Valores del FVA para varios períodos n y costes de oportunidad r**

n	un único pago				serie de pagos uniforme			
	6%	8%	10%	12%	6%	8%	10%	12%
1	0.9434	0.9259	0.9091	0.8929	0.9434	0.9259	0.9091	0.8929
2	0.8900	0.8573	0.8264	0.7972	1.8334	1.7833	1.7355	1.6901
3	0.8396	0.7938	0.7513	0.7118	2.6730	2.5771	2.4869	2.4018
4	0.7921	0.7350	0.6830	0.6355	3.4651	3.3121	3.1699	3.0373
5	0.7473	0.6806	0.6209	0.5674	4.2124	3.9927	3.7908	3.6048
6	0.7050	0.6302	0.5645	0.5066	4.9173	4.6229	4.3553	4.1114
7	0.6651	0.5835	0.5132	0.4523	5.5824	5.2064	4.8684	4.5638
8	0.6274	0.5403	0.4665	0.4039	6.2098	5.7466	5.3349	4.9676
9	0.5919	0.5002	0.4241	0.3606	6.8017	6.2469	5.7590	5.3282
10	0.5584	0.4632	0.3855	0.3220	7.3601	6.7101	6.1446	5.6502
11	0.5268	0.4289	0.3505	0.2875	7.8869	7.1390	6.4951	5.9377
12	0.4970	0.3971	0.3186	0.2567	8.3838	7.5361	6.8137	6.1944
13	0.4688	0.3677	0.2897	0.2292	8.8527	7.9038	7.1034	6.4235
14	0.4423	0.3405	0.2633	0.2046	9.2950	8.2442	7.3667	6.6282
15	0.4173	0.3152	0.2394	0.1827	9.7122	8.5595	7.6061	6.8109
16	0.3936	0.2919	0.2176	0.1631	10.1059	8.8514	7.8237	6.9740
17	0.3714	0.2703	0.1978	0.1456	10.4773	9.1216	8.0216	7.1196
18	0.3503	0.2502	0.1799	0.1300	10.8276	9.3719	8.2014	7.2497
19	0.3305	0.2317	0.1635	0.1161	11.1581	9.6036	8.3649	7.3658
20	0.3118	0.2145	0.1486	0.1037	11.4699	9.8181	8.5136	7.4694
21	0.2942	0.1987	0.1351	0.0926	11.7641	10.0168	8.6487	7.5620
22	0.2775	0.1839	0.1228	0.0826	12.0416	10.2007	8.7715	7.6446
23	0.2618	0.1703	0.1117	0.0738	12.3034	10.3711	8.8832	7.7184
24	0.2470	0.1577	0.1015	0.0659	12.5504	10.5288	8.9847	7.7843
25	0.2330	0.1460	0.0923	0.0588	12.7834	10.6748	9.0770	7.8431
26	0.2198	0.1352	0.0839	0.0525	13.0032	10.8100	9.1609	7.8957
27	0.2074	0.1252	0.0763	0.0469	13.2105	10.9352	9.2372	7.9426
28	0.1956	0.1159	0.0693	0.0419	13.4062	11.0511	9.3066	7.9844
29	0.1846	0.1073	0.0630	0.0374	13.5907	11.1584	9.3696	8.0218
30	0.1741	0.0994	0.0573	0.0334	13.7648	11.2578	9.4269	8.0552
31	0.1643	0.0920	0.0521	0.0298	13.9291	11.3498	9.4790	8.0850
32	0.1550	0.0852	0.0474	0.0266	14.0840	11.4350	9.5264	8.1116
33	0.1462	0.0789	0.0431	0.0238	14.2302	11.5139	9.5694	8.1354
34	0.1379	0.0730	0.0391	0.0212	14.3681	11.5869	9.6086	8.1566
35	0.1301	0.0676	0.0356	0.0189	14.4982	11.6546	9.6442	8.1755
36	0.1227	0.0626	0.0323	0.0169	14.6210	11.7172	9.6765	8.1924
37	0.1158	0.0580	0.0294	0.0151	14.7368	11.7752	9.7059	8.2075
38	0.1092	0.0537	0.0267	0.0135	14.8460	11.8289	9.7327	8.2210
39	0.1031	0.0497	0.0243	0.0120	14.9491	11.8786	9.7570	8.2330
40	0.0972	0.0460	0.0221	0.0107	15.0463	11.9246	9.7791	8.2438

defina cada uno de los componentes con detalle suficiente para poder solicitar ofertas a los suministradores potenciales y obtener unos precios, que no podrán considerarse todavía firmes, pero que serán suficientemente indicativos en un definitivo estudio de factibilidad. Si el programa ISL citado más arriba, cumple sus objetivos esta segunda fase formará parte del mismo.

No hay que olvidar que, en una central conectada a la red, hay que incluir en los costos de inversión, el correspondiente a la línea de conexión entre central y red de distribución, que siempre se construye a cargo del productor. Es por eso que un emplazamiento cercano a una línea de distribución se verá favorecido por el análisis económico, ya que las líneas eléctricas son relativamente costosas. Tampoco hay que olvidar las líneas telefónicas necesarias, en una central automatizada, para transmitir la telemetría y las señales de alarma, por lo que la proximidad de la central a una línea telefónica constituirá también un factor favorable, aunque en ocasiones pueda resultar más económico establecer un enlace radiofónico, o una línea telefónica dedicada.

8.2 Matemáticas financieras

Como los proyectos objeto de estudio tienen, en general, programas de gastos e ingresos muy diferentes en el tiempo, es necesario convertir esos flujos de caja, ya sean negativos o positivos, a una base común. Una determinada cantidad de dinero gastada o recibida en un momento dado tiene un valor diferente que si se gasta o se recibe en otro momento. El dinero efectivamente puede invertirse durante un intervalo de tiempo dado, con la garantía de una ganancia; dinero y tiempo están pues relacionados. El término "valor actual" describe el valor de una cantidad monetaria en un momento diferente a aquel en el que ha sido pagada o recibida.

Suponiendo que el interés del dinero -o el costo de oportunidad- sea r , el gasto C_i (o el beneficio B_i), desembolsado o recibido en el año i , se actualiza al año cero mediante la ecuación

$$C_0 = \left(\frac{1}{(1+r)^i} \right) C_i \quad (8.1)$$

La fracción encerrada entre paréntesis es conocida como «factor de actualización» y la tabla 8.1 muestra los valores de dicho factor para períodos de tiempo y costos de oportunidad diversos.

Para conocer el valor actual de una cierta cantidad, a recibir o a pagar dentro de i períodos de tiempo (años, meses o semanas), bastará aplicar la fórmula (8.1) o multiplicarla por el factor equivalente que aparece en la Tabla 8.1, supuesto conocido el costo de oportunidad r y el valor de i . Por ejemplo, si el costo de oportunidad es el 8%, la cantidad de 1000 ECUs que un inversor recibirá dentro de cinco años, equivale a recibir ahora:

$$1.500 \times \frac{1}{(1+0,10)^8} = 1020,9 \quad ECU$$

Para facilitar el análisis económico también se utiliza otro concepto matemático: el del valor actual de una anualidad. Se entiende por anualidad una serie de pagos iguales a lo largo de un cierto periodo de tiempo. El valor actual de una anualidad a n años, con un pago anual C , comenzando al final del primer año, será el resultado de multiplicar el pago C por el factor a_n , valor actual de una serie uniforme, igual a la suma de los valores actuales

$$a_n = v^1 + v^2 + v^3 + \dots + v^n$$

Es fácil de demostrar que

$$a_n = \frac{1 - v^n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} \quad (8.2)$$

Por ejemplo, el valor actual de una serie de pagos de 200 ECU durante tres años, efectuando el primer pago al finalizar el primer año, vendrá dado por el resultado de multiplicar los 200 ECU por el valor de a_n en la ecuación 8.2, o por el factor de actualización obtenido de la tabla 8.1.

$$a_n = \frac{1 - (1+0,08)^{-3}}{0,08} = 2,577 \quad ; \quad C \times a_n = 515,42 \text{ ECU}$$

8.3 Métodos de evaluación económica

El método más simple de evaluar diferentes proyectos consiste en comparar el ratio inversión total a potencia instalada (o a energía producida). Está claro que este método, al no implicar de forma directa a los ingresos, no puede dar una indicación precisa de la rentabilidad, pero constituye ya un primer criterio de evaluación. Así por ejemplo en estos últimos años, el ratio de inversión por kW instalado de un proyecto de minicentral hidroeléctrica, para poder aspirar a obtener una subvención THERMIE, no podía superar los 2.350 ECU.

8.3.1 Métodos estáticos (no tienen en cuenta el costo de oportunidad)

8.3.1.1 Método del periodo de recuperación de la inversión

El método calcula el número de años que se necesitan para poder recuperar, con los beneficios, el coste total de inversión. Este tiempo en general, se calcula considerando beneficios antes de impuestos y sin descontar el valor del dinero. Los costos de inversión incluyen, costes de ingeniería, obtención de los necesarios permisos y autorizaciones administrativas, obra civil y equipo electromecánico. Los beneficios corresponden a las ventas anuales de electricidad, una vez deducidos los gastos de operación y mantenimiento. En general, se estima en el sector que, para que una inversión sea interesante, el periodo de recuperación no debe exceder de 7 años.

El método del periodo de recuperación de la inversión no permite elegir entre varios proyectos o incluso entre varias alternativas posibles de un mismo pro-

yecto, ya que al no tener en cuenta los ingresos obtenidos después de recuperar el capital no se llega a evaluar la rentabilidad global a lo largo de su vida.

8.3.1.2 Método del retorno de la inversión

Se entiende por retorno de la inversión, el ratio entre el beneficio anual, deducidos los gastos de explotación, mantenimiento y amortización y el valor total de la inversión.

8.3.2 Métodos dinámicos

Los métodos dinámicos tienen en cuenta todos los ingresos y gastos a lo largo de la vida del proyecto y el momento en que estos tienen lugar.

8.3.2.1 Método del valor actual neto (VAN)

Los beneficios esperados de una inversión realizada en un cierto momento y conservada a lo largo de su vida, radican esencialmente en la corriente de rendimientos futuros que se espera que la inversión propicie. La diferencia entre los ingresos y los gastos, descontados ambos, al año cero en el que el promotor comienza la inversión, es lo que se conoce como valor actualizado neto (VAN).

La ecuación para el calculo del VAN es

$$VAN = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{R_i - (I_i + O_i + M_i)}{(1+r)^i} + V_r \quad (8.3)$$

en la que I_i = inversión en el año i

R_i = ingresos en el año i

O_i = costos de operación en el año i

M_i = costos de mantenimiento y reparación en el año i

V_r = valor residual de la inversión al final de su vida, supuesto que la vida de los equipos sea superior a la de la inversión (por ejemplo por expirar la concesión de agua)

r = tasa anual de descuento

n = numero de años de vida del proyecto

El factor de actualización, tanto para los gastos como para los ingresos, disminuye rápidamente con el tiempo (ver tabla 8.1) y resulta insignificante después de los 30 primeros años, por lo que el VAN suele evaluarse como máximo a 30 años, aun cuando la vida esperada de la central sea más larga.

Cuando se analizan varios proyectos de inversión, estos se clasifican en orden decreciente de VAN. Aquellos proyectos que presenten un VAN negativo serán rechazados, ya que los beneficios obtenidos a lo largo de la vida del proyecto, actualizados al presente, no llegarán a cubrir los costos de inversión, aun teniendo en cuenta el valor residual, si es que lo tiene. Entre aquellos proyectos que presenten un VAN positivo parece evidente que habrá que escoger el que presente un VAN mas elevado.

El método del VAN es muy sensible a la variación de la tasa de descuento o coste de oportunidad, y un error en la estimación de la tasa a aplicar puede falsear el orden de prioridad de las inversiones en estudio. Para un productor privado la tasa de descuento a emplear tendrá que ser siempre superior al interés que recibiría del banco si dejase sus ahorros en el, en vez de invertirlos en el proyecto. En función de la inflación, la tasa de descuento, en los países industrializados, puede variar entre un 6% y un 12%.

Si los ingresos son constantes en el tiempo y tienen lugar al final de cada año, su valor descontado viene dado por la ecuación 8.2.

El método no distingue entre un proyecto que implica elevados costos de inversión y promete un cierto beneficio, y otro que implica una menor inversión y produce el mismo beneficio, en tanto los dos proyectos tengan el mismo VAN. Así un proyecto que requiera una inversión de un millón de ECUs en valor actualizado y de lugar a un millón cien mil ECUs de beneficios actualizados dará el mismo VAN que otro proyecto en el que se inviertan cien mil ECUs y dé lugar a dos ciento mil ECUs, ambos en valores actualizados. Los dos proyectos tendrán un VAN de cien mil ECUs, pero en el primero el productor para obtener el mismo VAN, habrá tenido que invertir un capital diez veces mayor.

8.3.2.2 Ratio Costo-Beneficio

El método del costo/beneficio compara el valor actual de los beneficios previstos con el de los costos actualizados, de acuerdo con la ecuación:

$$R_{b/c} = \frac{\sum_0^n \frac{R_i}{(1+r)^i}}{\sum_0^n \frac{(I_i + M_i + O_i)}{(1+r)^i}} \quad (8.4)$$

en la que los parámetros tienen el mismo significado que en la ecuación (8.3). Los proyectos con una ratio menor que la unidad son automáticamente rechazados.

8.3.2.3 Tasa Interna de Rentabilidad (TIR)

La Tasa Interna de Rentabilidad (TIR) es la tasa de descuento r , para la que el VAN es cero. Entre las diversas inversiones alternativas a estudiar se escogerá la que ofrece un TIR más elevado. El TIR generalmente se calcula por un proceso iterativo hasta llegar a un valor r que dé un VAN cero. Las hojas electrónicas realizan ese proceso iterativo de forma automática, y en una sola operación.

Cuando los flujos de caja empiezan siendo negativos, pasan a ser positivos y vuelven a ser negativos, la hoja electrónica puede dar soluciones falsas.

Ejemplo 8.1

Se ha diseñado una pequeña central cuya capacidad y costes son los siguientes:

Capacidad instalada: 4.929 kW

Producción anual estimada: 15.750 MWh

Ingresos anuales por venta de energía primer año: 1.005.320 ECU

Se estima que la tarifa eléctrica subirá anualmente un 1% por debajo de la tasa de inflación

El costo estimado en ECUs para el proyecto es como sigue:

1. Estudio de factibilidad	6.100
2. Diseño y gestión del proyecto	151.975
3. Obra civil1	2.884.500
4. Equipo electromecánico	2.686.930
5. Montaje e instalación	686.930
<hr/>	
Suma	6.416.435
Imprevistos (3%)	192.493
Costo total en ECU	6.608.928

El costo de inversión por kW instalado será pues

$$6.608.928/4.929 = 1.341 \text{ ECU/kWh}$$

Si aplicásemos el baremo de D.R.Miller 6.417.784/4929 = 1.302 ECU/kW

El costo de inversión por MWh producido anualmente será:

$$6.608.928/15.750 = 420 \text{ ECU/MWh}$$

El costo de operación y mantenimiento se estima en el 4% de la inversión total

$$6.608.928 \times 0.04 = 264.357 \text{ ECU}$$

Para calcular los parámetros dinámicos se asume que el aprovechamiento se desarrolla en cuatro años. En el primer año se realiza el estudio de factibilidad y se gestionan los permisos, cargándose al finalizar el mismo, el estudio de factibilidad y la mitad de los costes de proyecto y gestión; al finalizar el segundo se carga la otra mitad del coste de proyecto y gestión. En el tercer año se realiza y se carga el 60% de la obra civil además del 50% del equipo electromecánico. En el cuarto año se termina la obra civil y se monta el equipo electromecánico, cargándose al finalizar el año los costos correspondientes. La central se recepciona al final del año cuatro y es operativa al comienzo del quinto (año 0). Los pagos por la electricidad entregada a la red y los gastos de operación y mantenimiento serán hechos efectivos al finalizar cada año. La tarifa eléctrica crece a una tasa inferior en un uno por ciento a la del IPC. El periodo de concesión del derecho de uso del agua es de 35 años, contados a partir del comienzo del año -2, en el que se consigue la autorización. Se considera una tasa de descuento anual del 8% y no se preve valor residual alguno. La tabla 8.2 muestra la serie de flujos de caja en esas condiciones.

Valor Actualizado neto:

La ecuación 8.3 puede escribirse

$$VAN = \sum_{i=3}^{i=30} \frac{R_i - (O_i + M_i)}{(1+r)^i} - \sum_{i=1}^{i=2} \frac{I_i}{(1+r)^i}$$

Efectuados los cálculos correspondientes, ya sea partiendo de la ecuación anterior, que dada la variación de la facturación anual R_i hay que efectuar año a

Tabla 8.2

		Costo de inversión (ECU)	6,608,928		
		Gastos O & M (ECU)	264,357		
		Costo de oportunidad (%)	8%		
		Ciclo de vida (años)	35		
Año nº	Inversión	Ingresos	O & M	cash-flow	cash-flow acumulado
-4	(82,087)			(82,087)	(82,087)
-3	(75,988)			(75,988)	(158,075)
-2	(3,074,165)			(3,074,165)	(3,232,240)
-1	(3,376,688)			(3,376,688)	(6,608,928)
0		1,005,320	264,357	740,963	(5,867,965)
1		995,267	264,357	730,910	(5,137,055)
2		985,214	264,357	720,856	(4,416,199)
3		975,160	264,357	710,803	(3,705,396)
4		965,107	264,357	700,750	(3,004,646)
5		955,054	264,357	690,697	(2,313,949)
6		945,001	264,357	680,644	(1,633,305)
7		934,948	264,357	670,590	(962,715)
8		924,894	264,357	660,537	(302,177)
9		914,841	264,357	650,484	348,307
10		904,788	264,357	640,431	988,738
11		894,735	264,357	630,378	1,619,115
12		884,682	264,357	620,324	2,239,440
13		874,628	264,357	610,271	2,849,711
14		864,575	264,357	600,218	3,449,929
15		854,522	264,357	590,165	4,040,094
16		844,469	264,357	580,112	4,620,206
17		834,416	264,357	570,058	5,190,264
18		824,362	264,357	560,005	5,750,270
19		814,309	264,357	549,952	6,300,222
20		804,256	264,357	539,899	6,840,120
21		794,203	264,357	529,846	7,369,966
22		784,150	264,357	519,792	7,889,759
23		774,096	264,357	509,739	8,399,498
24		764,043	264,357	499,686	8,899,184
25		753,990	264,357	489,633	9,388,817
26		743,937	264,357	479,580	9,868,397
27		733,884	264,357	469,526	10,337,923
28		723,830	264,357	459,473	10,797,396
29		713,777	264,357	449,420	11,246,816
30		703,724	264,357	439,367	11,686,183
31		693,671	264,357	429,314	12,115,497
32		683,618	264,357	419,260	12,534,757

año o utilizando la función VAN de la hoja de cálculo Quattro Pro se obtiene un $VAN = 384.270$ ECU

Tasa Interna de Rentabilidad:

La TIR se obtiene por un proceso iterativo, calculando el VAN para varias tasas de descuento, hasta conseguir que sea cero, o utilizando directamente la función IRR de una hoja electrónica:

VAN con $r=8\%$	= 384.200
VAN con $r=9\%$	= -1.770
La TIR es el	8,80%

Ratio Beneficio/Costo:

El valor actual (al año -4) de los ingresos anuales es 7.685.029 ECU

El valor actual de los pagos (Inversión + gastos operación y mantenimiento)

$$5.083.492 + 2.237.268 = 7.300.780$$

$$R\ b/c = 7.685.029 / 7.300.760 = 1,053$$

La sensibilidad de los parámetros puede ser comprobada variando los supuestos y las Tablas 8.3 y 8.4 muestran, respectivamente, el VAN y el $R\ b/c$ de la inversión correspondiente al ejemplo 8.1, para varios períodos de vida y varias tasas de descuento de la misma..

Tabla 8.3
Variaciones del VAN con el coste de oportunidad y ciclo de vida

r/años	6%	8%	10%	12%
25	986.410	(11.228)	(691.318)	(1.153.955)
30	1.415.131	234.281	(549.188)	(1.070.804)
35	1.702.685	384.270	(419.961)	(1.028.244)

Tabla 8.4
Variaciones del $R\ b/c$ con el coste de oportunidad y ciclo de vida

r/años	6%	8%	10%	12%
25	1.13	1.00	0.89	0.80
30	1.17	1.03	0.92	0.82
35	1.20	1.05	0.93	0.83

Los resultados financieros se ven muy afectados por el precio pagado por la electricidad entregada a la red. La Tabla 8.5 da los valores de los parámetros dinámicos para tarifas 35% y 25% más bajas que las asumidas y para un 15% y 25% por encima de las mismas, todo ello con una tasa de descuento del 8% y 35 años de periodo de concesión, en las mismas condiciones de inversión que las del ejemplo 8.1.

Tabla 8.5

VAN y R_c/b para variaciones en % del precio de la energía eléctrica
(8% de costo de oportunidad y 35 años de ciclo de vida)

	65%	75%	100%	115%	125%
VAN	(2.305.495)	(1.536.988)	384.270	1.537.024	2.305.527
R_c/b	0.684	0.780	1.053	1.211	1.314

Ejemplo 8.2

Resulta instructivo considerar cuáles serán los flujos si esta inversión se lleva a cabo con financiación externa, para lo que presuponemos las siguientes condiciones:

- a. tasa de descuento del 8%
- b. tiempo de construcción: 4 años
- c. los pagos de la inversión y los cobros de la energía al final de cada año
- d. 70% de la inversión, financiada por el banco con dos años de gracia
- e. Plazo de cancelación del crédito: 12 años
- f. Interés bancario 10%
- g. Período de concesión 30 años

Los desembolsos son idénticos a los del ejemplo 8.1. El banco cobra los intereses de cada una de las disposiciones, los dos primeros años y comienza a amortizarlo (en los 10 años restantes) al finalizar el año 2, el primero y el año 3 el segundo.

La **Tabla 8.6** muestra bajo esta hipótesis, el flujo de caja para el inversor. Hay que tener en cuenta que en un análisis más real, habría que deducir del cashflow de cada año, la amortización contable, supuesta lineal, y pagar el impuesto de sociedades. Si el productor, dentro de las políticas de ayuda a las energías renovables, disfruta de algunas ventajas (subvención a fondo perdido, crédito a la inversión, amortización acelerada, etc), debería reflejarlas en los flujos de caja de la mencionada tabla.

Debe subrayarse que este caso es hipotético, aunque las cifras que se manejan son perfectamente coherentes con la situación en un país de la Europa meridional, y tiene por objeto dar una idea de como se lleva a cabo una análisis financiero. Cualquier de las hipótesis establecidas pueden verse alteradas, con las consiguientes variaciones en los flujos de caja. Cabe señalar que en las condiciones asumidas, la tasa de rentabilidad interna (TIR) para el inversor es del 8,52%, que bajaría, si aplicásemos al cashflow generado cada año, una vez deducida la amortización (supuesta a 25 años) el impuesto de Sociedades

Tabla 8.6

Inversión total (ECU)		6,608,928		Crédito bancario (4,515,597)	
Gastos O & M (ECU)		264,357		Plazo del crédito 12	
Costo de oportunidad (%)		8%		Interés del crédito 10.0%	
Ciclo de vida (años)		35		Vida del proyecto 35	
Año	Inversión	Credito bancario	inversión productor	amortización principal	principal remanente
-4	(82,087)				
-3	(75,988)	(2,151,916)	(922,250)	0	(2,151,916)
-2	(3,074,165)	(2,363,682)	(1,013,006)	0	(4,515,597)
-1	(3,376,688)				(4,515,597)
0					(451,560)
1					(451,560)
2					(4,380,574)
3					(4,083,739)
4					(438,057)
5					985,214
6					995,267
7					1,005,320
8					(264,357)
9					(264,357)
10					(264,357)
11					(264,357)
12					(264,357)
13					(264,357)
14					(264,357)
15					(264,357)
16					(264,357)
17					(264,357)
18					(264,357)
19					(264,357)
20					(264,357)
21					(264,357)
22					(264,357)
23					(264,357)
24					(264,357)
25					(264,357)
26					(264,357)
27					(264,357)
28					(264,357)
29					(264,357)
30					(264,357)
31					(264,357)
32					(264,357)

8.4 Análisis financiero de algunas centrales europeas.

En la tabla 8.7 se analizan algunos aprovechamientos europeos. Hay que hacer notar que, tanto las inversiones como las tarifas eléctricas corresponden al año 1991. Como estos análisis económicos tienen sobre todo un carácter comparativo - siempre se trata de elegir entre diversas alternativas - no hemos creído necesario actualizarlos, labor que, en todo caso, sería extremadamente complicada. Obsérvese que los costes de inversión por kW instalado o por MWh producido, varían mucho de uno a otro aprovechamiento. Alguno de ellos - concretamente el aprovechamiento español - tiene un embalse de regulación diaria lo que, eleva el coste de inversión, pero mejora substancialmente el precio pagado por la electricidad.

Para elaborar el análisis económico se ha presupuestado un coste de oportunidad del 8% y una vida de 30 años. Para su elaboración se ha utilizado la hoja electrónica Quattro Pro versión 6.0. La tabla 8.7 es una copia del resultado de la hoja electrónica.

Tabla 8.7

País		Alemania	Francia	Irlanda	Portugal	España
Caudal nominal	m3/seg	0.3	0.6	15	2	104
Salto	m	47	400	3.5	117	5
Tipo de turbina		Francis	Pelton	Kaplan	Francis	Kaplan
Potencia instalada	kW	110	1.900	430	1.630	5.000
Costo de Inversión	ECU	486.500	1.297.400	541.400	1.148.000	5.578.928
Horas de funcionamiento	h	8.209	4.105	8.400	4.012	3.150
Energía generada anualmente	MWh	903	7.800	3.612	6.540	15.750
Precio medio por MWh	ECU	76,13	53,65	23,23	53,54	63,82
Ingresos anuales	ECU	68.732	418.443	83.907	350.128	1.005.320
Coste de O + M	ECU	19.850	51.984	25.176	22.960	157.751
Beneficio bruto	ECU	48.882	366.459	58.731	327.168	847.569
(O+M)/Inversión total	%	4,08%	4,01%	4,65%	2,00%	3,00%
Análisis económico						
Inversión por kW instalado	ECU	4.424	683	1.259	704	1.132
Inversión por MWh generado	ECU	538.86	166.34	149.89	175.55	354,2
Periodo de recuperación simple	años	9.95	3.54	9.22	3.51	6,61
TIR	%	9.36	14.25	10.25	28.31	13,17
Rb/c		1.10	2.52	1.15	2.83	1,40
VAN	ECU	61.941	2.559.546	112.867	2.294.295	2.456.232

Bibliografía

1. IDAE. Manual de Minicentrales Hidroeléctricas. Edición Especial CINCO DIAD. 1997
2. J. Fonkenelle. Comment sélectionner une turbine pour basse chute. Proceedings HIDROENERGIA 91 , AGENCE FRANCAISE POUR LA MAITRISE DE L'ENERGIE.
3. DNAEE "APROVEITAMENTOS HIDRELETRICOS DE PEQUENO PORTE" Volumen V "Avaliação de Custos e Benefícios de Pequenas Centrais Hidrelétricas" Modelo FLASH, Brasília 1987
4. P. Fraenkel et al "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower resources". HIDROENERGIA97 Conference Proceedings, page 380

9. Procedimientos administrativos

9.0 Introducción

En la Unión Europea, la explotación de pequeñas centrales hidroeléctricas está reglamentada por los gobiernos de los estados miembros y sujeta a procedimientos administrativos que difieren de país a país.

La legislación contempla aspectos económicos, técnicos y de procedimiento. Desde el punto de vista económico la legislación concierne a los temas que afectan a la viabilidad económica del proyecto, tales como status del productor independiente, límite máximo de potencia instalada para que la central sea considerada como «pequeña» y condiciones de venta de la energía producida. Los aspectos técnicos se centran en las condiciones que debe reunir una instalación para poder ser conectada a la red y como debe ser conectada. Los procedimientos abarcan temas como la obtención de permiso para uso del agua, las autorizaciones necesarias para construir el aprovechamiento y los trámites para la recepción de las instalaciones.

Dos temas fundamentales condicionan el desarrollo del potencial minihidráulico: los procedimientos administrativos para autorizar el uso del agua y los precios de compra de la electricidad por parte de los distribuidores. El primero desemboca en el embrollo administrativo de las autorizaciones, que se complica día a día, como consecuencia de las presiones ejercidas sobre los poderes locales por los pseudo ecologistas. A pesar de que ya nadie duda de que la única forma de cumplir los compromisos europeos respecto a la reducción de las emisiones de gases de invernadero es mejorar la eficiencia energética e impulsar la utilización de los recursos renovables, los pequeños grupos ecologistas locales se obstinan, no en combatir los proyectos mal concebidos desde el punto de vista ambiental (ver Capítulo 7), lo que es deseable, sino en oponerse llana y simplemente a la realización de cualquier aprovechamiento de esos recursos, y en especial del hidráulico. De esta forma el promotor se ve forzado a emprender una larga y costosa carrera al final de la cual puede, y suele, encontrarse con una negativa que en la mayoría de los casos no está ni siquiera fundamentada. El segundo, que en determinados países - Portugal, Alemania y España principalmente - estaba perfectamente resuelto, se ve ahora amenazado por camino hacia el mercado único de la energía que dificulta el establecimiento de tarifas prestablecidas, en aparente contradicción con las leyes del libre mercado.

Dado el elevado número de países miembros resulta difícil explicitar la situación legislativa en cada uno de ellos, como se hizo en profundidad en la versión original del "Layman's handbook on how to develop a small hydro site". Nos limitaremos en esta versión a bordar el tema con carácter más general, centrándonos en los aspectos más significativos.

9.1 Aspectos económicos

La generación de electricidad en los países de la Unión Europea ha sido hasta ahora - y continua siéndolo - un monopolio de derecho, ejercido por una compañía pública en la que el Estado tiene mayoría, o está en manos de una serie de compa-

ñías eléctricas públicas y privadas, que como resultado de sucesivas y múltiples fusiones gozan de un monopolio de facto en sus respectivos territorios. No obstante, en todos los países de la U.E. está permitida, bajo determinadas condiciones, la generación independiente de electricidad. En algunos de estos países el productor solo puede operar su central para hacer frente a su propio consumo, pero puede vender el excedente a la red y cubrir sus faltas comprando la energía a la compañía eléctrica que opera en su territorio. En otros países, los productores independientes pueden vender a la red el total de la energía generada, pero no les está permitido venderla a un tercero. En Alemania, Bélgica, Francia, España, Grecia, Irlanda, Italia y Portugal las compañías eléctricas están obligadas por ley a comprar la electricidad generada por los productores independientes autorizados. En el Reino Unido esa obligación se limita a aquellos productores que tienen un contrato NFFO (Non-Fossil Fuel Obligation). En Holanda y Dinamarca la situación es diferente: las compañías eléctricas están dispuestas a comprar energías limpias a un precio más elevado, porque los usuarios están concienciados de la necesidad de colaborar en el bienestar del planeta (lo que por cierto también sucede en determinados estados americanos)

La máxima potencia instalada en una central para que pueda ser considerada "pequeña" varía de país a país". La Comisión Europea, UNIPEDE (Union International des Producteurs Et Distributeurs d'Electricité) y ESHA (European Small Hydropower Association) han adoptado como potencia límite la de 10 MW. Esta misma potencia es la legislada en Bélgica, España, Grecia, Irlanda, y Portugal. En Austria, Holanda y Reino Unido son 5 MW, en Francia 4,5 MW, en Italia 3 MW, en Dinamarca 2 MW, en Suecia 1,5 MW y en Luxemburgo y Alemania 500 kW. Conviene aclarar que en algunos de esos países, un productor independiente puede producir electricidad en centrales de mayor potencia (pero sin poder acogerse a las ventajas otorgadas a las "pequeñas"). Por ejemplo en Dinamarca, Italia y Suecia no existe límite de potencia para ello, en Reino Unido el límite está en 50 MW y en Francia en 8 MW.

En Bélgica, Dinamarca, Irlanda y Luxemburgo no existe un marco legal que ampare la generación independiente de electricidad. En Grecia, según la Ley 1468/50, la generación y transmisión de electricidad es monopolio de la compañía Public Power Corporation (PPC) propiedad del Estado, aunque la Ley 1559/85 permite, a toda persona física o jurídica, generar electricidad en centrales hidroeléctricas hasta de una potencia máxima instalada de 5.000 kW, siempre que sea para su propio uso y no exista oposición por parte de PPC

En Francia, Italia, Portugal y España la ley permite a toda persona física o jurídica - incluidas las comunidades locales - generar electricidad utilizando recursos renovables, en centrales cuya potencia máxima aparente varía de país a país (8 MW en Francia, sin límite en Italia, y 10 MW en Portugal y en España)

El tema más controvertido, y el que más influencia tiene sobre la rentabilidad del aprovechamiento, es el del precio pagado por la energía entregada a la red. En la mayoría de los Estados Miembros, ese precio está regulado por el gobierno. En algunos países, como Alemania, Portugal y España el precio era razonablemente bueno y consiguientemente el desarrollo de la pequeña hidráulica ha sido muy brillante. En otros como Bélgica, Luxemburgo, Grecia y en menor medida Italia, los precios hacían difícil rentabilizar un aprovechamiento y el número de nuevas instalaciones ha sido pequeño. En Gran Bretaña, la experiencia del

N.F.F.O. que, en teoría, permite pagar mayor precio por las energías limpias, no ha sido concluyente. En el resto de países miembros, los precios seguían siendo objeto de negociaciones, y en ocasiones resultaban atractivos.

En el momento presente, en el que los gobiernos pretenden establecer un mercado competitivo, existen dudas acerca de su voluntad para establecer tarifas especiales para la venta de energía eléctrica a la red por parte de los productores independientes (en España esta energía se conoce como "energía producida en régimen especial"). Y sin embargo, los gobiernos tendrán que contraponer su deseo de establecer un mercado competitivo - no desregulado - para la electricidad a su obligación moral de promover el desarrollo de las energías renovables, que conjuntamente con el ahorro energético, representan la única solución conocida para estabilizar las emisiones de gases de invernadero.

Si se externalizaran los costes de producción en los procesos convencionales, de forma que los daños ambientales consecuentes a la emisión de gases de invernadero y eventualmente a la formación de lluvias ácidas entrasen a formar parte de la tarifa, la situación de la pequeña hidráulica sería claramente competitiva. En este sentido se han llevado a cabo multitud de trabajos, en buena parte encargados por la Comisión, para evaluar esos costes externos, lo que podría servir de base para el establecimiento de la tantas veces aludida tasa del CO₂.

A falta de la aplicación de dicha tasa los gobiernos tendrán que habilitar unas primas a la electricidad procedente de recursos renovables. Esta parece ser la actitud preponderante en los países miembro de la U.E. El precio a que comprarán la electricidad las compañías distribuidoras será el conocido como "pool price" y sobre este precio la procedente de recursos renovables percibirán una prima, cuyo cálculo o estimación será sin duda objeto de fuertes debates. En España la reciente aprobación - Noviembre 1997 - por el Congreso de los Diputados de la nueva Ley del Sector Eléctrico abre un futuro esperanzador para la energías minihidráulica al indexar el precio pagado por la energía al precio medio de la electricidad, resultante de dividir los ingresos derivados de la facturación por suministro de electricidad en el conjunto del país por la energía suministrada.

La llamada de los 1.500 científicos de todo el mundo, entre ellos la mayoría de los galardonados con el premio Nobel en áreas científicas, dirigida a los líderes políticos pidiéndoles el fomento activo de la eficiencia energética y las energías renovables para combatir el cambio climático está teniendo mucho que ver con este comportamiento.

9.2 Aspectos técnicos

En todos los países miembros, el productor independiente que quiera conectarse a la red deberá cumplir con una serie de requisitos para garantizar que la calidad del servicio al usuario final no se verá afectada por esa central. En casi todos los países, la línea entre la central y el punto de conexión se construye a cargo del productor, pero es propiedad de la compañía distribuidora o de transporte, y el punto de enganche está fijado por la misma.

En Bélgica, la nota C.G.E.E. del 10.02.1987. detalla las condiciones técnicas para conectar a la red centrales de una potencia instalada no superior a 1 MW.

En Francia, tanto las condiciones técnicas para conexión a la red como el punto de conexión están especificadas por EDF.

En Grecia, las condiciones técnicas para la conexión a la red están detalladas en el Decreto Ministerial 2769/1988.

En Portugal, las condiciones técnicas se especifican en la publicación del Ministerio de Industria y Energía «Guía Técnico das Instalações de Produção independente de energia eléctrica» publicada en Diciembre de 1989. Un generador asíncrono conectado a una red de media o alta tensión no podrá tener una potencia superior a 5.000 kVA

En España, las condiciones técnicas están estipuladas en la Orden Ministerial 5.9.1985. Las centrales conectadas a líneas de media o alta tensión podrán tener una máxima potencia aparente de 5.000 kVA, si los generadores son asíncronos o de 10.000 kVA si son síncronos .

En el Reino Unido las condiciones técnicas para conectar las pequeñas centrales a la red vienen estipuladas en la Electric Council Regulation G59.

9.3 Aspectos relativos al procedimiento administrativo

Los procedimientos administrativos a seguir para desarrollar una pequeña central hidráulica son, en la mayoría de los países miembros, largos y complejos. Estos procedimientos conciernen a la concesión del derecho al uso del agua, a los permisos de implantación, a las autorizaciones de construcción y a la recepción y puesta en marcha de la central. La descentralización administrativa de la gran mayoría de las administraciones nacionales, al introducir más organismos en el proceso de autorización, también contribuyen a retrasar los procedimientos.

La tabla 9.1 refleja la situación en los países miembros, al señalar cual es la autoridad competente para conceder la autorización del uso del agua y el tiempo de validez de esas autorizaciones.

Actualmente, un productor que decida invertir en la construcción de un nuevo aprovechamiento, deberá estar preparado para correr una carrera de obstáculos cuya duración sobrepasará sin ninguna duda los tres años, para encontrarse quizás al llegar a la meta con una negativa, que por añadidura no estará justificada, al menos sobre el papel. Por eso si de verdad se quiere que se desarrolle la generación de energía eléctrica con recursos renovables, habrá que crear un marco de acción común a todos los países miembros, marco que debería estar fundamentado en una directiva comunitaria.

El marco deberá incluir procedimientos flexibles de autorización o concesión del derecho al uso del agua. El periodo de concesión (o autorización) deberá tener una duración no menor de 40 años. No se podrá negar la autorización cuando el

Tabla 9.1

País	Quien concede la autorización	Validez en años de la autorización
Alemania	Los länders	30 años
Austria	< 200 kW gobiernos regionales > 200 kW gobierno central	normalmente 30 años posiblemente 60-90 años
Bélgica	< 1MW las provincias > 1MW Ministerio de Industria	indeterminado 33 a 99 años
Dinamarca	Ministrerio de Energía	indeterminado
España	Confederaciones Hidrográficas excepto, para algunos ríos, en Cataluña y Galicia	25 años + 15 de gracia
Francia	< 4,5 MW la Prefectura > 4,5 MW el Estado	en la práctica hasta 40 años
Grecia	Ministerio de Energía	10 años renovables
Holanda	Autoridad del Agua Nacional y Local	como mínimo 20 años
Irlanda	No es necesaria la autorización. Se rige por los derechos ribereños.	a perpetuidad
Italia	< 3MW autoridades regionales > 3MW MMinisterio del Empleo	30 años
Luxemburgo	Ministerios de Agricultura, Obras Públicas, Medio Ambiente y Empleo y autorid. locales	indeterminado
Portugal	DRARN (Autoridad Regional para el Medio Ambiente y los Recursos Naturales)	35 años renovables
Reino Unido	La Autoridad Nacional del Río (NRA) En Escocia no se requiere para P<1MW	Inglaterra y Gales 15 años En Escocia ilimitado
Suecia	El Water Court (Tribunal del Agua)	a perpetuidad o 30 años

proyecto cumpla una serie de cláusulas fundamentales especificadas en la directiva. Los productores por otra parte tendrán que proyectar aprovechamientos que estén de acuerdo con una norma de calidad total análoga a la ISO 9002. Esta calificación deberá referirse a la fiabilidad de las instalaciones, la calidad de la energía producida, y el respeto al medio ambiente. La duración del periodo de instrucción del procedimiento no debería sobrepasar los 18 meses.

Se promovería la creación, en el seno de la Comisión, de un “Defensor Europeo de la Energía” al que pudieran dirigirse los ciudadanos de los diferentes estados miembros, para informarle de los obstáculos administrativos que bloquean el desarrollo de proyectos, y que garantizaría que estos obstáculos serían objeto de investigación, para evitar la toma de decisiones administrativas, autoritarias e indocumentadas.

9.4. Requisitos medioambientales

En el capítulo 7 se han identificado los impactos que en el ámbito local puede producir un pequeño aprovechamiento hidroeléctrico y las medidas que se pueden y se deben tomar para mitigarlos. También se ha hablado del impacto global inducido por las diferentes tecnologías empleadas para generar electricidad. Ha quedado claramente demostrado que la pequeña hidráulica, al no generar emisiones, no tiene ninguna influencia sobre el cambio climático - que tanto preocupa al mundo hoy día - ni a lluvias ácidas, que con frecuencia destruyen los paisajes que las agencias ambientales pretenden proteger negando la autorización a las pequeñas centrales. Las centrales de agua fluyente, que constituyen la gran mayoría de los aprovechamientos, no modifican el régimen del río, no consumen agua, aunque utilizan su energía potencial y no contaminan, en contraposición a las centrales térmicas convencionales y a las nucleares.

En el capítulo 7 ha quedado también demostrado, con un ejemplo concreto, que en un entorno tan ecológicamente sensible como es un parque nacional, puede construirse un aprovechamiento sin afectarle en modo alguno. Las políticas de "clasificación" de ríos, adoptadas en varios estados miembros y muy particularmente en Francia, deben de ser reemplazadas por un cuaderno de exigencias medioambientales a cumplir de acuerdo con el área. Si el aprovechamiento ofrece una rentabilidad suficiente, el inversor pondrá en marcha las medidas correspondientes, decisión más inteligente que la negativa rotunda y sin fundamento.

De todos los temas medio-ambientales ninguno resulta tan crítico y controvertido, por su incidencia económica, como el caudal ecológico, por lo que merece un tratamiento a parte

9.4.1 Caudal ecológico

Conocido también como caudal reservado, caudal residual o caudal de compensación, el caudal ecológico es el caudal mínimo necesario para sostener la vida acuática. Debido a su influencia sobre la factibilidad económica de la central, el caudal ecológico ha llegado a ser el más critico de los requisitos medioambientales. La legislación en muchos países miembros, estipula, directa o indirectamente, el caudal mínimo a respetar, pero en general las autoridades locales tienen poder para exigir valores mas altos, sin necesidad de justificarlos.

En la mayoría de los países de la U.E. la legislación, a nivel nacional, señala para el caudal ecológico un porcentaje del caudal medio interanual («modulo»). En Austria no existe una legislación específica al respecto pero normalmente se exige entre el 5% y el 10% del módulo (caudal medio interanual) aunque en ocasiones se utiliza la formula de Mathey (ver Capítulo 7). En Francia, la Ley 84-512 (Ley relativa a la pesca en agua dulce) del 29.06.1984 exige como caudal mínimo, en cursos de agua de caudal medio interanual inferior a 80 m³/s, un 10 % del modulo. En cursos de agua con más de 80 m³/s de caudal medio interanual,

el caudal ecológico se fija en el 5% del módulo (Art. 232-6 du Code Rural). Estos valores son mínimos a respetar pero cualquier Administración local, si lo considera necesario, puede imponer un caudal ecológico mayor. En Alemania las autoridades de los länder determinan el caudal ecológico, caso por caso. En la práctica, en Baviera puede variar entre 1/3 y 3/4 del módulo; en Nordrhein-Westfalen, entre el 0.2 y el 0.5 del módulo y en Rheinland-Pfalz entre 1/3 y 1/2 del módulo. En Irlanda el valor mínimo establecido equivale al 1 % del módulo, pero en el Oeste del país, en donde la mayoría de los ríos son salmoneros se exigen valores mayores (en general equivalentes al caudal que circula por el río el 30% del año o Q_{110}). En Italia no existe una norma nacional y son las regiones las que fijan su valor. En la Regione Piemonte se exige un 10 % del caudal instantáneo, debiendo cesar la derivación cuando el caudal desciende, por debajo de 120 l/s en el río Anza, de 5 l/s en el río Rosso y de 30 l/s en el Ollochia (Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte 20 /5/1987). En Portugal, pasándose en características hidrológicas y biológicas el INAG determina su valor en el momento de otorgar la autorización.. En Austria la norma se basa en el Q347, caudal que se sobrepasa 347 días del año. En España el valor varía mucho según las comunidades autónomas: en Navarra es el 10% del modulo para zonas cíprinicas y el Q_{330} para zonas salmoneras; en Asturias es el mayor de los valores resultantes de aplicar las siguientes formulas: a) $0,35Q_{347}$, b) $15*Q_{347}/(\ln Q_{347})^2$, c) $0,25Q_{347} + 75$, para todos los ríos en general, y dicho valor más 4 l/s/Km² de cuenca de captación, para los ríos salmoneros. En Suecia no existe legislación y el valor se impone, caso por caso, por el Tribunal del Agua (Water Court)

La adopción de valores excesivos conducirá a una perdida de producción importante; por el contrario, valores muy bajos pondrán en peligro la supervivencia de las especies. Para salir de este atolladero habría que adoptar uno de los métodos hidrobiológicos descritos en el capítulo 7, preferentemente el Método de Garantía Biológica (DGB) puesto a punto en Francia, por la sociedad HYDRO M u otro cualquiera de los que ya satán experimentados. Una campaña de medidas a escala europea, utilizando los diversos métodos propuestos, bajo la vigilancia de la Comisión, permitiría adoptar aquel que, desde un punto de vista de su sencillez y eficacia en la defensa de la fauna piscícola, demostrase ser el más idóneo.

Glosario

Aliviadero	Dispositivo o estructura, integrado en una presa o azud, con la misión de hacer pasar, sin producir daños, el exceso de agua que, en otro caso pasaría, sobre la coronación de la presa.
Atlas Europeo de recursos	Un paquete informático, desarrollado por el Instituto de Hidrología del R.U. que, en función de las características de la cuenca de recepción, permite calcular el régimen de caudales en un curso de agua no aforado
Azud	Presa de pequeño tamaño, utilizado para producir un remanso del que poder derivar el agua a la casa de máquinas
Balsa de sedimentación	Estructura construida en la toma de agua, o a continuación de la misma, para que precipiten todas las partículas, por encima de cierto tamaño (0,2 mm), arrastradas por el agua .
Cámara de carga	Variante de la toma de agua convencional, generalmente ubicada al final del canal hidráulico, que alimenta la tubería forzada.
Cámara espiral	Una conducción en espiral, construida normalmente en hormigón o en acero, para conducir el agua al rodete adecuadamente.
Canal de descarga	Canal por el que se restituye, al río, el agua que sale de las turbinas
Canal hidráulico	Canal abierto de forma prismática, y dimensiones bien definidas, empleado para conducir el agua a la cámara de carga.
Capacidad	La carga máxima que puede suministrar, en condiciones especificadas, un generador, una turbina, una central o un sistema durante un cierto periodo de tiempo, sin que se sobrepasen los límites permitidos de temperatura y esfuerzo.
Casa de máquinas	Edificio que tiene como misión proteger de las adversidades climatológicas, el equipo electro-hidráulico que convierte en electricidad la energía potencial y cinética del agua.
Caudal ecológico	Caudal que hay que mantener, para garantizar la vida piscícola, en el tramo de río comprendido entre la toma de agua y el canal de descarga.
Caudal medio anual	La velocidad a la que fluye el agua a través de una conducción hidráulica, promediando a lo largo de un año la media diaria; se expresa normalmente en m ³ /seg
Caudal mínimo técnico	El caudal mínimo con el que puede trabajar una turbina
Cavitación	Cuando la presión en un líquido, desciende por debajo de la de vaporización, se forman pequeñas burbujas, que estallan al ser arrastradas a zonas de mayor presión. La formación de estas burbujas y su subsiguiente estallido, es lo que se conoce como cavitación, y puede producir daños considerables.
CCC	Curva de Caudales Clasificados. Representa el régimen de caudales del aprovechamiento y se construye a partir de un histograma, ordenando los caudales por orden de magnitud en vez de por orden cronológico

Central de puntas	Una central que genera energía solamente en horas punta, cuando es más alto el precio del kWh.
Chimenea de equilibrio	Conducto de gran diámetro, conectado en su extremidad inferior a la tubería forzada, y abierto a la atmósfera en la superior.
Cojinete de empuje	Un cojinete que soporta el peso de los componentes rotativos de una turbina, más el máximo empuje hidráulico desarrollado por ésta.
Compuerta radial	Compuerta en forma de sector circular, que gira alrededor de su eje, situado en el centro del sector, para regular la altura de la lámina de agua en el embalse o en la toma de agua.
Compuerta	Dispositivo para cortar el paso del agua a una conducción hidráulica o a una turbina generalmente en conductos a baja presión.
Condensador	Dispositivo dielectrico que absorbe y almacena momentaneamente energía eléctrica.
Corriente alterna	Una corriente eléctrica que, en contraste con la corriente continua, cambia periodicamente de polaridad. En Europa la frecuencia normal es de 50 Hz. En América, 60 Hz.
Curva de correlación	En una estación de aforos, la curva que relaciona la altura de la lámina de agua, en m, con el caudal en m ³ /seg
Diagrama de Moody	Diagrama para calcular la perdida de carga por fricción, en una tubería, en función de la rugosidad de sus paredes interiores.
Difusor	Tubo lleno de agua, entre la salida de una turbina de reacción y el canal de descarga. Su fin es recuperar parte de las perdidas por energía cinética a la salida de la turbina
Energía firme	Es la energía cuya entrega se puede garantizar durante el 97% del año (supuesto un año hidráulico medio)
Escala de peces	Estructura, normalmente ubicada a un lado del azud, para que puedan pasar aguas arriba los peces migratorios. En general consta de unos estanques dispuestos en escalera y separados entre si por tabiques que disipan la energía del agua y a través de los cuales ascienden los peces.
Escorrentía	Diferencia entre la precipitación areal y la evapotranspiración real, que alcanza el cauce del río como caudal superficial o sub-superficial.
Estación de aforos	Sección de control, aguas abajo de un tramo recto de razonable longitud, en el que se mide periodicamente, la altura de la lámina de agua.
Evapotranspiración	Suma del volumen de agua utilizado por la vegetación para su propio desarrollo (transpiración) y del que se evapora directamente del suelo y de la cubierta vegetal (evaporación).

Excitatrix	Dispositivo para alimentar en corriente continua el circuito de los polos inductores del generador síncrono, para lo que absorbe una potencia que oscila entre el 0,5% y el 1% de la potencia útil del generador
Factor de capacidad	Relación entre la energía que ha producido una central y la que hubiese producido si hubiere sido operada a plena capacidad durante un periodo dado, que normalmente es un año
Factor de capital	Un factor utilizado para convertir una inversión puntual, en un coste anual equivalente, supuestos una tasa de interés y un tiempo dados.
Factor de disponibilidad	Porcentaje de tiempo en el que una central estuvo disponible para generar energía
Factor de potencia	El cociente de dividir la potencia, medida en kW, por la potencia aparente, medida en kVA
Factor de utilización	El cociente de dividir el número de horas en que una central genera energía, por el número total de horas que tiene un año
Flujo laminar	Flujo de un fluido viscoso Nwetoniano, incompresible, sin turbulencia, en el que todas las partículas se mueven en líneas distintas y separadas
Central de agua fluente	Las que generan energía mientras el agua que circula por el cauce supere el mínimo técnico de la turbina que equipa la central.
Formula de Manning	Formula empírica, muy utilizada en el diseño de canales abiertos y tuberías forzadas
Gabiones	Cajones paralepipedicos, construidos con malla de acero inoxidable y llenos de cantos rodados.
Generador síncrono	Alternador equipado con un sistema de excitación asociado a un regulador de tensión para que, antes de ser conectado a la red, genere energía eléctrica con el mismo voltaje, frecuencia y ángulo de desfase que aquella y, una vez conectado, la reactiva requerida por el sistema
Generador asíncrono	Simple motor de inducción con rotor en jaula de ardilla, sin posibilidad de regulación de tensión, que gira a una velocidad directamente relacionada con la frecuencia de la red a la que está conectado.
Golpe de ariete	Cambio brusco de régimen en una tubería forzada, provocado por el cierre (o apertura) rápido de la valvula a la entrada de la turbina. Las sobrepresiones que provoca, son de un orden superior a las de la carga estática, y aunque transitorias pueden producir la rotura o el aplastamiento de la tubería
Histograma caudales	Representación gráfica, por orden cronológico, de la serie temporal de caudales registrados en una estación de aforos.
Limpia rejás	Mecanismo empleado para eliminar la broza que puede haberse acumulado delante de la reja de protección

Molinetes	Dispositivo para medir, en un punto, la velocidad de la corriente. En su versión más simple consta de una helice o de una rueda de cazoletas montada sobre un eje horizontal
Multiplicadores	Dispositivo, intercalado entre la turbina y el generador, para lograr que este último gire a la velocidad que se considera conveniente.
Número de Reynolds	Número adimensional N_R que, en el caso de un tubo de sección circular, viene dado por el producto de la densidad del fluido, el diámetro del tubo, y la velocidad media, dividido por el coeficiente de viscosidad del líquido.
Peces anádromos	Se aplica a animales como el salmón, que emigran para procrear, a aguas menos densas
Potencia	La capacidad de realizar trabajo, medida en Julios/seg o en watos.
Presa	Estructura hidráulica utilizada para elevar el nivel de la lámina de agua y crear un salto, y o para embalsar agua.
Regulador de velocidad	Consta en esencia de un sensor que detecta cualquier desviación de la velocidad con respecto al punto de consigna y un dispositivo que amplifica la señal transmitida por el sensor, para que un servomotor accione los mecanismos que controlan el paso del agua a la turbina, a fin de mantener la velocidad y por tanto la frecuencia dentro de los límites previstos.
Relación beneficio/coste	El cociente de dividir el valor actualizado de los beneficios por el valor actualizado de los costes, a lo largo de la vida del aprovechamiento
Rendimiento de una turbina	Tiene en cuenta las perdidas por fricción y turbulencia en la caja espiral, el anillo distribuidor, los alabes distribuidores, el rodete y el tubo de aspiración de una turbina, así como la energía cinética que se pierde a la salida de este último.
Rendimiento volumétrico	En una turbina, la relación entre la cantidad de agua que produce un trabajo útil y el agua total suministrada; responsable de la perdida de rendimiento debido a fugas en el rodete.
Rendimiento	En una máquina, el cociente entre la energía suministrada y la recibida.
Rip-rap	Revestimiento de piedras, trozos de rocas, o bloques de hormigón, dispuesto en capas, para resistir la erosión.
Rodete	La parte de una turbina hidráulica que transforma en trabajo útil, la presión y la energía cinética del agua. El agua al pasar por la turbina cambia de dirección, produciendo una reacción en el rodete que le obliga a girar.
Salto bruto	Distancia vertical, entre el nivel de la lámina de agua en la toma de agua y en el canal de descarga.
Salto neto	La altura de salto realmente utilizada para accionar la turbina, resultado de restar al salto bruto, todas las perdidas de carga que puedan haberse producido entre toma y canal de descarga.

Servicio de la deuda	Pago del principal y de los intereses de una deuda utilizada para financiar un proyecto.
Servomotor	Un motor hidráulico, eléctrico o de cualquier otro tipo, componente final de un servomecanismo; que recibe la potencia del sistema amplificador y produce un movimiento lineal o rotativo.
Sumergencia	La altura a la que hay que instalar el rorete, con respecto a la lámina de agua en el canal de descarga, para mitigar los efectos de la cavitación.
TIR	La tasa de descuento para la que el VAN es igual a cero
Toma de agua	Estructura destinada a desviar el agua del cauce a un canal hidráulico o a una tubería forzada que la conduce, bajo presión, a la casa de maquinas.
Tubería forzada	Tubería que conduce el agua, a presión, desde la cámara de carga a la turbina.
Turbina bulbo	Turbina de reacción de flujo axial, en la que el generador y el multiplicador (si existe) están contenidos en una carcasa estanca, sumergida en el agua, con forma de bulbo
Turbina de flujo cruzado	Turbina en la que el agua entra a través de un distribuidor, y pasa por la primera etapa de alabes del rorete, que funciona casi completamente sumergido (con un cierto grado de reacción), cambia de sentido en el centro del rorete y vuelve a cruzarlo en una segunda etapa completamente de acción
Turbina Francis	Turbina de reacción de flujo radial y admisión total, muy utilizada en saltos de altura media, equipadas con un distribuidor de alabes regulables y un rorete de alabes fijos.
Turbina hélice	Turbina de reacción de flujo axial en la que tanto los alabes del rorete como los del distribuidor son fijos
Turbina Kaplan	Turbina de reacción de flujo axial, en la que los alabes del rorete son siempre regulables, mientras que los del distribuidor, pueden ser regulables o fijos (Kaplan o semi-Kaplan).
Turbina Pelton	Turbina de acción en la que la tobera o toberas transforman la energía de presión del agua en energía cinética.
Turbina Turgo	Turbina de acción en la que el chorro incide con un ángulo agudo al plano diametral del rorete, entrando por un lado del disco y saliendo por el otro.
Turbinas de acción	Turbinas en las que la energía potencial se transforma en un chorro de gran velocidad, que es proyectado contra unas cazoletas, fijas en la periferia de un disco.
Turbinas de reacción	Turbinas en las que la presión del agua actúa directamente sobre los alabes del rorete, disminuyendo de valor a medida que avanza en su recorrido.

Valvula descarga síncrona	Valvula especialmente diseñada, que se coloca en paralelo con la valvula de entrada a la turbina, de forma que abra al mismo tiempo en que ésta se cierra.
Valvula de mariposa	Disco de sección lenticular, en el interior de una tubería circular, que gira sobre un eje para cerrar más o menos el paso del agua.
VAN	Valor actualizado neto, diferencia entre los ingresos y los gastos de un proyecto, descontados ambos, al año cero en el que comienza la inversión
Velocidad de embalamiento	Velocidad que alcanza una turbina cuando, trabajando a plena potencia hidráulica, desaparece súbitamente la carga exterior, bien sea por corte del interruptor o por fallo en la excitación del alternador. Varía con el tipo de turbina, el ángulo de apertura del distribuidor y la altura de salto
Velocidad específica	Velocidad a que gira un modelo de turbina, trabajando con un salto de 1m para generar 1 kW de potencia. La velocidad específica constituye un criterio importante en el proceso de selección del tipo de turbina a instalar en un aprovechamiento determinado
Vortice	La rotación de un fluido, alrededor de un eje, en el que cada partícula tiene la misma velocidad angular.