

Luis Cuesta Diego
Eugenio Vallarino

Aprovechamientos hidroeléctricos

TOMO I



COLEGIO DE INGENIEROS
DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Colección **19**
señor



El Autor
D. LUIS CUESTA DIEGO
Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos

Graduado en 1965 en la E.T.S. de Madrid.

Especializado en el estudio y diseño de aprovechamientos hidráulicos e hidroeléctricos.

Actividades profesionales en TECNOVA (1965-66), Cubiertas y Tejados (1966-67), Torán y Cía. (1967-73) e INTECSA (1973-2000), con actuaciones en España, Oriente Medio, Norte de África y América Latina.

Correo el.: cuesta@intecs.es



El Autor
D. EUGENIO VALLARINO CÁNOVAS
DEL CASTILLO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos

Catedrático (jubilado) de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Univ. Politéc. de Madrid) (1967-1984).

Profesor Emérito de dicha E.T.S.

Vocal vitalicio, por elección, del Comité Español de Grandes Presas (ICOLD).

Primer Presidente en España de la International Water Resources Association (IWRA) (1972-1982).

Actividad profesional en Estudios y Proyectos Hidráulicos en Iberduero (1941-42), Energía e Industrias Aragonesas, S.A. (1943-1953), INI y AUXINI (Jefe de Estudios Hidráulicos) (1953-1972), EDES e INITEC (1973-1984).

LUIS CUESTA DIEGO

Ingeniero de Caminos, C. y P.

EUGENIO VALLARINO

Profesor Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS

TOMO I

1. Potencia y energía

2. El mercado eléctrico

3. Dimensionamiento de las instalaciones

4. Aprovechamiento integral de una cuenca

5. Obras de toma

6. Canales

7. Tóneles

8. Clases de equilibrio y funcionamiento de las turbinas

9. Clases de equilibrio de las turbinas

10. Grupos de arista

11. Tuberías de presión

12. Pozos de presión

IMPRESO EN ESPAÑA

PRINTED IN SPAIN

ISBN: 84-360-0147-1

Cita completa: 84-360-0147-1

Déposito legal: 29-428-2000

Imprenta: PASCARAL S.L.

Portada: Nieves Córcoles

1.ª edición: 2000

© Luis Cuesta Diego.

© Eugenio Vallarino Cánovas del Castillo.

© Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Reservados todos los derechos para todos los países. Ninguna parte de esta publicación, incluido el diseño de la cubierta, puede ser reproducida, almacenada o transmitida de ninguna forma, ni por ningún medio, sea éste electrónico, químico, mecánico electro-óptico, grabación, fotocopia o cualquier otro, sin la previa autorización escrita por parte de la Editorial.

IMPRESO EN ESPAÑA

PRINTED IN SPAIN

I.S.B.N.: 84-380-0167-X

Obra completa: 84-380-0169-6

Depósito legal: 29428-2000

Imprime: PISCEGRAF S.L.

Índice general

TOMO I

Preámbulo

Parte I:

PLANTEAMIENTOS GENERALES

1. Potencia y energía
2. El mercado eléctrico
3. Dimensionamiento de los aprovechamientos hidroeléctricos
4. Aprovechamiento integral de una cuenca

Parte II:

OBRAS DE TOMA Y CONDUCCIÓN

5. Obras de toma
6. Canales
7. Túneles
8. Chimeneas de equilibrio: funcionamiento y tipología
9. Chimeneas de equilibrio: cálculo
10. Golpe de ariete
11. Tuberías de presión
12. Pozos de presión

TOMO II

Parte III:

CENTRALES

13. Equipo hidromecánico principal
14. Conceptos básicos
15. Dimensionamiento y selección de turbinas
16. Alternadores
17. Regulación
18. Equipos y sistemas auxiliares
19. Centrales. Tipología
20. Centrales exteriores
21. Centrales subterráneas
22. Centrales reversibles
23. Minicentrales

Índice analítico

Parte I

PLANTEAMIENTOS GENERALES

1. Conceptos básicos	21
1. Introducción	21
2. Potencial bruto	22
3. Esquemas básicos.....	24
3.1. Saltos de pie de presa	25
3.2. Saltos en derivación o fluyentes	25
3.3. Salto con presa y conducción en presión	27
3.4. Resumen.....	28
4. Potencia y energía efectivas	32
5. Problemas derivados de la variabilidad de caudales	39
6. Centrales subterráneas.....	41
7. Centrales reversibles	41
8. Captaciones	45
9. Elementos de cierre y protección.....	45
10. Centrales hidroeléctricas en aprovechamientos de uso múltiple	47
11. Componentes de un aprovechamiento hidroeléctrico	47
12. Definiciones básicas.....	49
13. Otras definiciones	51
14. La energía hidroeléctrica y el medio ambiente.....	52
Bibliografía.....	53

2. Mercado electrónico	55
1. Características generales	55
2. Curvas de carga	56
2.1. Introducción	56
2.2. Curvas de carga diarias	56
2.3. Curvas monótonas	62
3. Producción y consumo de energía eléctrica	67
4. Tipos de centrales de generación	70
4.1. Introducción	70
4.2. Centrales térmicas (CT)	72
4.2.1. CT de vapor (CV)	72
4.2.2. Turbinas de gas (TG)	74
4.2.3. Ciclo combinado (CC)	75
4.2.4. Centrales Diesel	75
4.2.5. Tendencia actual	75
4.3. Centrales hidroeléctricas	76
5. Coste de las centrales	78
6. Función de las centrales de generación en el sistema	82
7. Potencia garantizada	82
7.1. Sistemas preponderantemente térmicos	83
7.2. Sistemas preponderantemente hidráulicos	84
8. Valoración de los proyectos hidroeléctricos	85
8.1. Térmica de referencia	85
8.2. Valoración	85
8.2.1. Potencia	85
8.2.2. Energía	86
8.3. Equivalencia energética	86
8.4. Condiciones especiales	89
Bibliografía	89
3. Aprovechamiento integral de una cuenca	91
1. Introducción	91
2. Información de partida	95
3. Potencial energético	97
3.1. Potencial lineal bruto	97
3.2. Potencial técnico	99
3.3. Análisis energético	101
4. Aprovechamiento del potencial energético	102
5. Estudio de los embalses	105
5.1. Introducción	105
5.2. Regulación	105

5.3. Evaluación	107
5.4. Nivel mínimo de operación	109
6. Modelo de simulación.....	110
7. Construcción escalonada.....	111
Bibliografía.....	112
4. Dimensionamiento de los aprovechamientos hidroeléctricos.....	113
1. Introducción	113
2. Proceso de definición de un proyecto hidroeléctrico.....	114
3. Criterios de evaluación	116
4. Criterios de dimensionamiento	118
5. Centrales fluyentes.....	122
6. Centrales con regulación.....	124
6.1. Estudio de regulación	126
6.2. Potencia garantizada	129
6.3. Dimensionamiento del proyecto.....	129
6.3.1. Capacidad de embalse	130
6.3.2. Potencia instalada	130
6.4. Centrales con embalse de uso múltiple	132
7. Optimización de la conducción.....	133
7.1. Introducción	133
7.2. Conducción en lámina libre.....	133
7.3. Conducciones en presión	134
7.4. Captaciones.....	136
8. Evaluación de proyectos	136
9. Influencia del mercado.....	137
10. Estudio financiero	138
Bibliografía.....	139

Parte II

OBRAS DE TOMA Y CONDUCCIÓN

5. Tomas.....	143
1. Tipología	143
2. Ubicación	156
3. Tomas en embalses de regulación.....	157
3.1. Embocadura	157
3.2. Rejas.....	160
3.3. Transición	165

3.4. Sección de compuertas	166
3.5. Pérdida de carga.....	168
4. Tomas en presas de derivación	169
4.1. Introducción	169
4.2. Bocal	172
4.3. Limpiarrejas	172
4.4. Sumergencia.....	174
4.5. Instalaciones complementarias	174
5. Captaciones	177
6. Tomas en los esquemas reversibles	180
7. Desarenadores	184
7.1. Función	184
7.2. Dimensionamiento y tipología.....	190
7.3. Desarenadores discontinuos.....	191
7.4. Desarenadores continuos	194
Bibliografía.....	199
6. Canales	203
1. Introducción	203
2. Régimen permanente.....	204
2.1. Introducción	204
2.2. Condiciones críticas.....	205
2.3. Movimiento uniforme	207
2.4. Movimiento variado.....	208
3. Régimen variable	213
4. Trazado.....	216
4.1. Canal exterior.....	216
4.2. Canal en túnel	218
4.3. Acueductos y sifones	220
5. Revestimiento.....	220
5.1. Introducción	220
5.2. Consideraciones sobre la inclinación del revestimiento.....	223
5.3. Espesor.....	224
5.4. Juntas	227
5.5. Drenaje.....	230
6. Sección tipo.....	230
7. Cámara de carga.....	232
Bibliografía.....	237
7. Túneles en presión.....	239
1. Introducción	239

2. Estado tensional de un macizo rocoso	240
2.1. Fuerzas gravitatorias	241
2.2. Efecto de la topografía.....	241
2.3. Esfuerzos tectónicos	241
2.4. Efectos residuales	242
3. Distorsión del estado tensional	242
4. Decompresión	245
5. Investigaciones geotécnicas	246
6. Procedimientos de excavación	247
6.1. Explosivos.....	247
6.2. Excavación mecánica.....	250
7. Trazado.....	256
7.1. Trazado en planta.....	256
7.2. Trazado en perfil	257
8. Sección tipo.....	261
9. Sostenimiento provisional.....	262
9.1. Bulones de anclaje	263
9.2. Hormigón proyectado	273
9.3. Cerchas de acero	274
9.4. Otros tipos.....	278
10. Revestimiento.....	278
10.1. Finalidad	278
10.2. Consideraciones generales	280
10.3. Construcción	281
10.4. Criterios de diseño	282
10.4.1. Espesor.....	282
10.4.2. Revestimiento para presión interna	282
10.4.3. Revestimiento para cargas externas.....	284
10.5. Inyecciones	285
11. Túneles sin revestimiento	286
11.1. Introducción	286
11.2. Características hidráulicas	288
11.3. Criterios de diseño	291
11.4. Tapones	294
Bibliografía.....	294
8. Chimeneas de equilibrio: funcionamiento y tipología.....	299
1. Finalidad.....	299
2. Funcionamiento.....	300
2.1. Cierre	300
2.2. Apertura	302

3. Consideraciones sobre el dimensionamiento	304
3.1. Tipos de maniobra	304
3.2. Estabilidad	306
4. Tipología	307
4.1. Introducción	307
4.2. Chimenea simple	309
4.3. Chimenea con cámaras	310
4.4. Chimenea con estrangulamiento.....	312
4.5. Chimenea diferencial	315
4.5. Tipos mixtos	323
4.6. Tipos especiales	325
5. Cámaras de aire comprimido	325
6. Chimeneas en la descarga	333
7. Disposiciones constructivas	334
7.1. Ubicación	334
7.2. Cámaras	335
7.3. Estrangulamiento	339
7.4. Cubierta.....	339
Bibliografía.....	342
9. Chimeneas de equilibrio: cálculo.....	345
1. Introducción	345
2. Ecuaciones básicas	347
3. Cálculo	349
3.1. Cálculo analítico	349
3.2. Cálculo numérico.....	350
3.2.1. Método de Pressel.....	351
3.2.2. Método de Escande.....	352
3.2.3. Casos especiales.....	353
4. Condiciones para el dimensionamiento	354
4.1. Tipo de maniobra	354
4.2. Estrangulamiento óptimo.....	355
5. Estabilidad.....	358
6. Cálculo simplificado	360
6.1. Procedimiento de A. Gardel	360
6.2. Cálculo expedito	367
6.3. Chimeneas diferenciales	368
7. Chimenea en la descarga.....	372
7.1. Introducción	372
7.2. Ecuaciones básicas.....	373
7.3. Cálculo numérico.....	374

7.4. Estabilidad	375
Bibliografía.....	377
10. Golpe de ariete.....	379
1. Consideraciones previas.....	379
2. Influencia de la deformabilidad de la tubería y del agua	380
3. Ecuaciones generales	385
4. Celeridad de las ondas de presión.....	388
5. Ecuaciones simplificadas	389
5.1. Introducción	389
5.2. Ecuaciones de Allievi	392
5.2.1. Cierre rápido	394
5.2.2. Cierre lento ($\tau > T$)	394
5.2.3. Apertura lenta	395
6. Método de las características	396
6.1. Introducción	396
6.2. Integración	398
6.3. Sistemas complejos.....	400
6.4. Proceso de cálculo	402
6.5. Condiciones de contorno	402
6.5.1. Introducción	402
6.5.2. Embalse o depósito	402
6.5.3. Válvula en la descarga (aguas abajo)	403
6.5.4. Nudos interiores.....	404
6.5.5. Válvulas intermedias	404
6.5.6. Chimenea de equilibrio	405
7. Transitorios ocasionados por las turbinas	406
7.1. Introducción	406
7.2. Efectos de los transitorios sobre la tubería y el grupo	406
7.3. Ley de cierre	408
7.4. Sobrevelocidad.....	410
7.5. Condiciones de borde	412
7.6. Transitorios ocasionados por la regulación	416
Bibliografía.....	416
11. Tuberías en presión	419
1. Introducción	419
2. Solicitaciones	420
3. Materiales	423
4. Criterios de dimensionamiento	426
4.1. Rugosidad	426

4.2. Caudal equivalente.....	428
4.3. Sección óptima.....	428
4.4. Criterio de agotamiento de la sección	432
5. Disposición.....	432
5.1. Trazado	432
5.2. Apoyos	436
5.3. Tipos de tubería	439
5.4. Macizos de anclaje.....	445
5.5. Piezas especiales	449
5.5.1. Codos	449
5.5.2. Bifurcaciones	450
5.5.3. Dispositivos de acceso.....	454
6. Cálculo de las tuberías exteriores	456
6.1. Apoyos	456
6.2. Esfuerzos circunferenciales	457
6.3. Esfuerzos longitudinales	457
6.3.1. Efecto viga	457
6.3.2. Esfuerzos axiales	459
6.3.3. Esfuerzos térmicos.....	459
6.3.4. Tensiones secundarias.....	459
6.3.5. Vigas anulares de apoyo	463
6.3.6. Pandeo.....	464
6.3.7. Piezas especiales.....	465
6.4. Dimensionamiento	467
6.5. Control de calidad.....	469
7. Protección anticorrosiva.....	470
Bibliografía.....	471
12. Pozos en presión	475
1. Introducción	475
2. Excavación	477
2.1. Excavación convencional	477
2.2. Excavación mecánica.....	480
3. Tipos de pozos en presión.....	489
3.1. Pozos sin revestimiento	489
3.2. Pozos con revestimiento de hormigón.....	493
3.3. Pozos blindados	498
4. Trazado.....	502
5. Cálculo de los blindajes	503
5.1. Criterios de dimensionamiento	503
5.2. Presión interior.....	504

5.3. Presión exterior.....	506
5.3.1. Introducción.....	506
5.3.2. Método de Amstutz.....	507
5.3.3. Método de Jacobsen.....	510
5.3.4. Comparación.....	513
5.3.5. Pandeo de la chapa entre rigidizadores.....	514
6. Protección anticorrosiva.....	514
Bibliografía.....	515

Prólogo

Este libro es fruto de una colaboración entre los dos autores, pero es de justicia reconocer que la gran y más reciente experiencia de Luis Chaves y la extensa documentación por él aportada le acredita como primer autor. La aportación de quien suscribe estas líneas se ha concentrado, en los diez primeros capítulos, ha sido esporádica y puntual en los restantes, y general en la elaboración, revisión y sugerencias en el conjunto de la obra.

Por otra parte, merece la pena señalar la escasez de publicaciones técnicas en castellano en relación con el estudio y diseño de aprovechamientos hidroeléctricos; por ello creó oportuna la publicación del texto presente, el cual pretende recoger los aspectos más relevantes sobre la materia y aspira a proporcionar un documento útil para la docencia en cursos de especialidad y de posgrado y ser un elemento básico de consulta para los profesionales.

Al menos este ha sido el objetivo y la esperanza de los autores.

Eugenio Villarino

Prólogo

Este libro es fruto de una colaboración entre los dos autores, pero es de justicia reconocer que la gran y más reciente experiencia de Luis Cuesta y la extensa documentación por él aportada le acredita como primer autor. La aportación de quien suscribe estas líneas se ha concentrado en los diez primeros capítulos, ha sido esporádica y puntual en los restantes, y general en la elaboración, revisión y sugerencias en el conjunto de la obra.

Por otra parte, merece la pena señalar la escasez de publicaciones técnicas en castellano en relación con el estudio y diseño de aprovechamientos hidroeléctricos; por ello creo oportuna la publicación del texto presente, el cual pretende recoger los aspectos más relevantes sobre la materia y aspira a proporcionar un documento útil para la docencia en cursos de especialidad y de posgrado y ser un elemento básico de consulta para los profesionales.

Al menos este ha sido el objetivo y la esperanza de los autores.

Eugenio Vallarino

AGRADECIMIENTOS

La publicación de este libro ha requerido la colaboración de numerosas personas y entidades a las que agradecemos la asistencia recibida. En particular, es de destacar la asistencia de la empresa consultora INTECSA, quien ha facilitado medios, información técnica y tiempo para la confección del libro, y a las entidades o empresas eléctricas, suministradoras de equipos o editoras de revistas técnicas relacionadas con la industria eléctrica, de las cuales procede la mayor parte de la información gráfica utilizada. Entre las primeras cabe destacar: Canal de Isabel II, Comisión Federal de Electricidad de México (CFE), Compagnie National du Rhône (CNR), Compañía Sevillana de Electricidad (CSE), Corporación Dominicana de Electricidad (CDE), Electricidade de Portugal (EDP), Electricité de France (EDF), Electrometalúrgica del Ebro (EMESA), Electricidad del Caroní (EDELCA), ENEL, ENHER, First Hydro, Hidroeléctrica del Cantábrico (HC), IBERDROLA, Instituto Ecuatoriano de Electrificación (INECEL), UNESA y Unión-Fenosa; entre las segundas se ha utilizado información de ABB, ACEC, Alstom (que incluye Neyrpic), Kvaerner Hydro, Siemens, SULZER Hydro (en cuyo grupo se incluye Escher Wyss y Bell), Va Tech Voest MCE (que actualmente engloba Charmilles, Hydro-Vevey y Bouvier Hydro) y VOITH. Finalmente, entre las revistas técnicas destaca International Water Power and Dam Construction (IWP&DC, anteriorente denominada WP&DC y originalmente W&P) que durante décadas ha sido la referencia técnica del sector, Hydropower and Dams (HP&D), World Dams Today (WD'73 y WD'77), TRAVAUX, Revista de Obras Públicas (ROP), así como las actas de congresos, especialmente Waterpower (WP'85, WP'87, WP'89, WP'91, WP'93, WP'95 y WP'97), Underground Hydropower Plants (Oslo), HydroPower '92, y las publicaciones de la ASCE, Bureau of Reclamation, Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. y La Houille Blanche. Siempre que ha sido posible se ha procurado precisar la fuente de donde se ha tomado la información o la documentación gráfica y recoger la referencia correspondiente en la bibliografía de cada capítulo.

Conceptos básicos

1. INTRODUCCIÓN

La circulación del agua a lo largo de un tramo de río conlleva una pérdida energética proporcional al caudal circulante y al desnivel existente entre el comienzo y el final del tramo considerado; en este proceso la energía de posición del agua en el arranque del tramo se transforma en calor, que se disipa en la atmósfera (la temperatura del agua varía poco), y en energía mecánica de movimiento. Los aprovechamientos hidráulicos consisten precisamente en reducir al máximo esta pérdida energética natural y transformar la energía no consumida en una energía de fácil utilización. La reducción del consumo energético natural se consigue aprovechando el cauce natural por una conducción artificial (canal, túnel o tubería) o aumentando la altura de caída mediante el remanso de una presa, lo que reduce significativamente la pérdida de energía durante la circulación y la pérdida energética correspondiente.

La utilización de la energía hidráulica es muy antigua y ha evolucionado con el tiempo, desde los antiguos molinos o banceas, en los que se utilizaba el agua para mover directamente una rueda, pasando por los engranes hidráulicos utilizados en los siglos XVI a XIX en las explotaciones mineras, agrícolas (por ejemplo, en las plantaciones de café de arábiga) o industriales, hasta la turbina hidráulica que se comenzó a utilizar a fines del siglo XVIII para el accionamiento directo de herramientas. La importancia de la energía hidráulica aumentó considerablemente a partir de la segunda mitad del siglo XIX, cuando se comenzó a utilizar para el accionamiento de máquinas y motores.

Parte I

PLANTEAMIENTOS GENERALES

Conceptos básicos

1. INTRODUCCIÓN

La circulación del agua a lo largo de un tramo de río conlleva una pérdida energética proporcional al caudal circulante y al desnivel existente entre el comienzo y el final del tramo considerado; en este proceso la energía de posición del agua en el arranque del tramo se transforma en calor, que se desprende a la atmósfera (la temperatura del agua varía poco), y en energía mecánica de erosión. Los aprovechamientos hidráulicos consisten precisamente en reducir al mínimo esta pérdida energética natural y transformar la energía no consumida en una energía de fácil utilización. La reducción del consumo energético natural se consigue sustituyendo el cauce natural por una conducción artificial mucho más eficiente desde el punto de vista hidráulico (un canal, túnel o tubería) o aumentando la sección mojada del cauce mediante el remanso de una presa, lo que reduce significativamente la velocidad de circulación y la pérdida energética correspondiente.

La utilización de la energía hidráulica es muy antigua y ha evolucionado con el tiempo, desde los antiguos molinos o batanes, en los que se utilizaba el agua para mover directamente una muela, pasando por los ingenios hidráulicos utilizados en los siglos XVI a XIX en las explotaciones mineras, agrícolas (por ejemplo, en las plantaciones de caña de azúcar) o industriales, hasta la turbina hidráulica que se comenzó a utilizar a fines del siglo XVIII para el accionamiento directo de herramientas. La iluminación artificial pública y privada fue la utilización inicial más importante de la energía eléctrica; no obstante, esta utilización no llegó a extenderse hasta que T. A. Edison inventó en 1879 la lámpara incandescente, ya que las rea-

lizaciones anteriores a base de arcos eléctricos no tuvieron aplicación práctica, sino que solo sirvieron para mostrar las posibilidades de la nueva energía. La primera ciudad europea con este tipo de servicio fué Tavesnar (Hungría) donde en 1884 se puso en servicio la iluminación de las vías públicas con un tendido eléctrico de 60 km de longitud, alimentado por cinco dínamos accionados por una máquina de vapor de 30 CV; esta primera realización fué seguida dos años después, en 1886, por la iluminación pública de la ciudad de Gerona (España), utilizando ya ca (Fraile, 1996). La primera central hidroeléctrica de uso comercial en el mundo se puso en servicio en EUA en el año 1882: la central de Appleton, que utilizó un desnivel de 3 m en el río Fox generando 25 kW con dos dínamos.

El desarrollo de los transformadores entre 1882 y 1886 hizo posible el transporte de la energía eléctrica en la forma de ca a grandes distancias, construyéndose la primera línea eléctrica larga, de 177 km entre Lauffen y Frankfort, en 1890 (Mosonyi, 1987); la primera línea eléctrica larga (250 km) en alta tensión (60 kV) que se construyó en España fué la que unía la central del Molinar en el río Júcar con Madrid que se puso en servicio en 1909. Asimismo, la primera central hidroeléctrica grande del mundo (la de Niágara), se puso en servicio en 1896 con 10 grupos que utilizando un salto de 54 m generaban una potencia de 50.000 CV para el servicio de la ciudad de Buffalo, con la que se conectó mediante una línea eléctrica de 35 km a 11 kV; esta instalación significó el triunfo definitivo de la ca sobre la cc (Fraile, 1996).

La generalización del uso de la corriente alterna y su capacidad para transportar energía a gran distancia gracias a la elevación de la tensión en origen con la consiguiente reducción de la intensidad y de la pérdida de carga en el transporte desde los centros productores a los consumidores, dió un giro revolucionario a la utilización de la energía hidráulica, pues permitió utilizar el potencial de los emplazamientos de interés alejados de los centros de consumo y proporcionó un tipo de energía de gran calidad a un coste relativamente bajo que satisfizo la mayor parte de la demanda hasta mediados el siglo XX. Este proceso fué acompañado por el rápido perfeccionamiento de los equipos de generación y de los procedimientos de diseño y construcción de las obras hidráulicas, lo cual permitió acometer proyectos cada vez más grandes y complejos, así como reducir el coste real de la energía generada.

2. POTENCIAL BRUTO

La energía específica e_{AB} o energía por unidad de peso consumida por rozamiento o turbulencia entre las secciones A y B (figura 1.1) de un río puede calcularse suponiendo una distribución hidrostática de la presión del agua y aplicando la ecuación de Bernouilli en ambas secciones:

$$e_{AB} = (z_A - z_B) + \frac{(p_A - p_B)}{\rho \cdot g} + \frac{(\alpha_A \cdot v_A^2 - \alpha_B \cdot v_B^2)}{2 \cdot g} \quad (1.1)$$

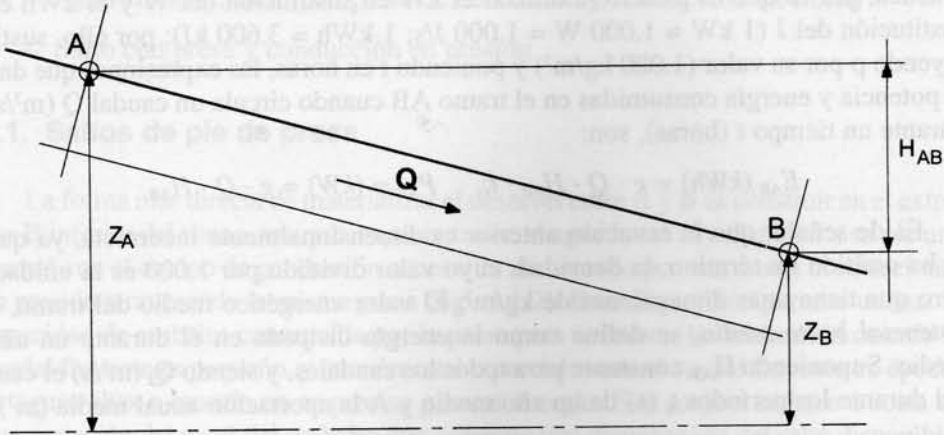


Fig. 1.1

donde z representa la elevación en m de la superficie de agua sobre un plano de referencia, p la presión en ese punto en Pa, v la velocidad media en m/s, ρ la densidad del agua en kg/m^3 , g la aceleración de la gravedad en m/s^2 y α un coeficiente adimensional, denominado coeficiente de Coriolis, representativo del efecto de la dispersión de la velocidad en la sección transversal del cauce. Todos los términos de la ecuación anterior representan energías específicas en m de columna de agua; el primer término del segundo miembro (z) representa la energía potencial referida a un plano de comparación, el segundo ($p/\rho \cdot g$), denominado *altura de presión*, representa la energía potencial de presión y el tercero ($\alpha \cdot v^2/2 \cdot g$), denominado *altura de velocidad*, representa la energía cinética de la sección.

En una primera aproximación puede despreciarse la diferencia de las energías cinéticas en A y B; asimismo, la presión en A y en B es la misma (la presión atmosférica que, por otra parte, se toma como referencia), por lo que la energía específica consumida entre las dos secciones es:

$$e_{AB} = z_A - z_B = H_{AB} \quad (1.2)$$

donde H_{AB} es el desnivel entre las superficies del agua en A y B, usualmente denominado *salto bruto*.

Multiplicando ambos miembros de la ecuación anterior por el peso de la masa de agua circulando entre ambas secciones durante un tiempo t se obtiene la energía total consumida y, de ella, la potencia correspondiente:

$$E_{AB} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{AB} \cdot t; \quad P_{AB} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{AB} \quad (1.3)$$

Dado que H_{AB} está en m, Q en m^3/s , ρ en kg/m^3 , g en m/s^2 y t en s, E_{AB} se obtiene en J y P_{AB} en W; estas últimas unidades resultan pequeñas para su utilización práctica, por lo que es preferible utilizar el kW en sustitución del W y el kWh en sustitución del J ($1 \text{ kW} = 1.000 \text{ W} = 1.000 \text{ J/s}$; $1 \text{ kWh} = 3.600 \text{ kJ}$); por ello, sustituyendo ρ por su valor ($1.000 \text{ kg}/\text{m}^3$) y poniendo t en horas, las expresiones que dan la potencia y energía consumidas en el tramo AB cuando circula un caudal Q (m^3/s) durante un tiempo t (horas), son:

$$E_{AB} (\text{kWh}) = g \cdot Q \cdot H_{AB} \cdot t; \quad P_{AB} (\text{kW}) = g \cdot Q \cdot H_{AB}$$

Es de señalar que la ecuación anterior es dimensionalmente incorrecta, ya que se ha omitido un término, la densidad, cuyo valor dividido por 1.000 es la unidad, pero que tiene unas dimensiones de kg/m^3 . El valor energético medio del tramo, o *potencial bruto medio*, se define como la energía disipada en él durante un año medio. Suponiendo H_{AB} constante para todos los caudales, y siendo Q_i (m^3/s) el caudal durante los períodos t_i (s) de un año medio y A la aportación anual media (m^3):

$$A (\text{m}^3) = \sum Q_i \cdot t_i; \quad E_{AB} (\text{kWh}) = \frac{g \cdot H_{AB}}{3.600} \cdot \sum Q_i \cdot t_i = 2,722 \cdot 10^{-3} \cdot A \cdot H_{AB}$$

En la práctica resulta más cómodo utilizar la expresión anterior con la aportación media A en hm^3 y la energía en GWh ($1 \text{ GWh} = 10^6 \text{ kWh}$), resultando el mismo coeficiente¹.



La energía bruta así calculada es un límite superior de la energía obtenible en el tramo, inalcanzable en la práctica por las limitaciones de las obras e instalaciones, como luego se verá.

3. ESQUEMAS BÁSICOS

Para utilizar la energía de un tramo de río es preciso materializar con un conjunto de obras e instalaciones (presas, conducciones y centrales) el desnivel entre los extremos del tramo utilizado, concentrando la aportación en un punto (central) en donde unas máquinas (turbinas) transforman la energía potencial en energía mecánica rotatoria que, a su vez, se transforma en eléctrica en otras máquinas coaxiales

¹ El valor de g depende de la elevación sobre el nivel del mar y de la latitud; la aceleración de la gravedad estándar al nivel del mar y a 45° de latitud es $9,80665 \text{ m}/\text{s}^2$; el valor de g en un lugar con una elevación h (m) y una latitud ϕ puede calcularse, según DIN 1305, mediante la expresión $g = 9,8060606 - 0,025027 \cdot \cos 2\phi - 3 \times 10^{-6} \cdot h$, por lo que para latitudes inferiores a 43° es más preciso el valor de $g = 9,8 \text{ m}/\text{s}^2$ que el más usual de $g = 9,81 \text{ m}/\text{s}^2$. El lugar con la aceleración gravitatoria más pequeña es Quito ($h = 2.800 \text{ m}$, $\phi = 0^\circ$), donde el valor de g es poco mayor que $9,77 \text{ m}/\text{s}^2$.

(alternadores). Este conjunto de obras e instalaciones da lugar a tres tipos de aprovechamientos básicos:

- Salto de pie de presa
- Salto en derivación (con presa de derivación y conducción en canal)
- Salto con presa y conducción en presión

3.1. Saltos de pie de presa

La forma más directa de materializar el desnivel entre A y B es construir en el extremo B inferior del tramo, una presa que remanse el agua hasta A y disponer a su pie una central con el equipo de generación necesario, alimentado por una o más conducciones en presión atravesando la misma presa (figura 1.2). Esta disposición permite utilizar la capacidad de embalse conseguida por la presa para aumentar la turbinación cuando el caudal fluyente es pequeño, y guardar total o parcialmente el caudal fluyente en épocas de aguas altas o cuando no se precisa generar energía. Esta mejora se hace a costa de una variación del nivel del embalse que ocasiona una disminución del salto disponible; no obstante, el resultado global es positivo, tanto por la cantidad de energía que se produce, como por la flexibilidad operativa que proporciona. Por ello, los aprovechamientos con presas de regulación operan con un nivel de embalse y un caudal variables dentro de unos valores extremos característicos del esquema (figura 1.2).

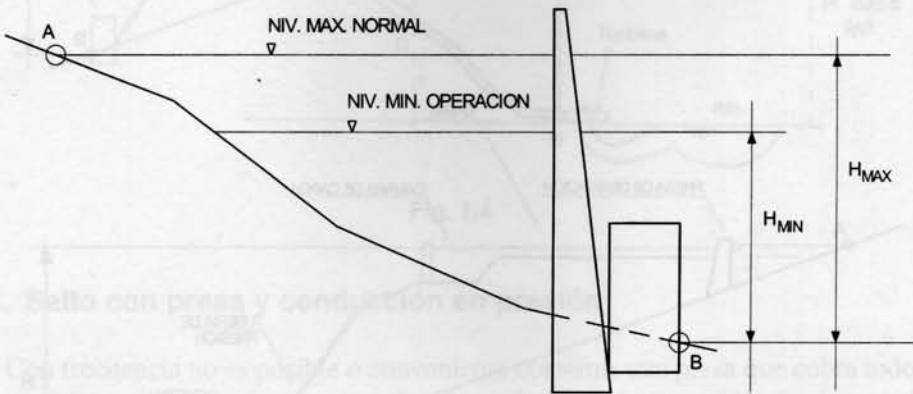


Fig. 1.2

3.2. Saltos en derivación o fluyentes

Otra forma de materializar el desnivel utilizable consiste en derivar el caudal de agua por una conducción más eficiente desde el punto de vista hidráulico que el

cauce natural del río; esto se puede conseguir instalando en A una estructura que derive el agua a un canal que discurre por una de las laderas hasta un depósito C, denominado *cámara de carga* o *tanque de presión*, del que arranca una o varias *tuberías en presión* que conducen el agua hasta las turbinas en B (figura 1.3). Con este esquema se pierde la capacidad de regulación que podría aportar una presa de embalse y se mantiene un desnivel o salto prácticamente constante entre la cámara de carga C, cuyo nivel viene fijado por la p.d.e. en la toma y en el canal, y la descarga de las turbinas en B.

La cámara de carga tiene una doble finalidad: realizar el tránsito entre el régimen en lámina libre del canal y el régimen en presión de la tubería, y proporcionar un pequeño volumen operativo y los dispositivos de alivio necesarios para acomodar la diferencia entre el caudal que llega por el canal y el realmente turbinado en cada momento, que es el que continúa por la tubería.

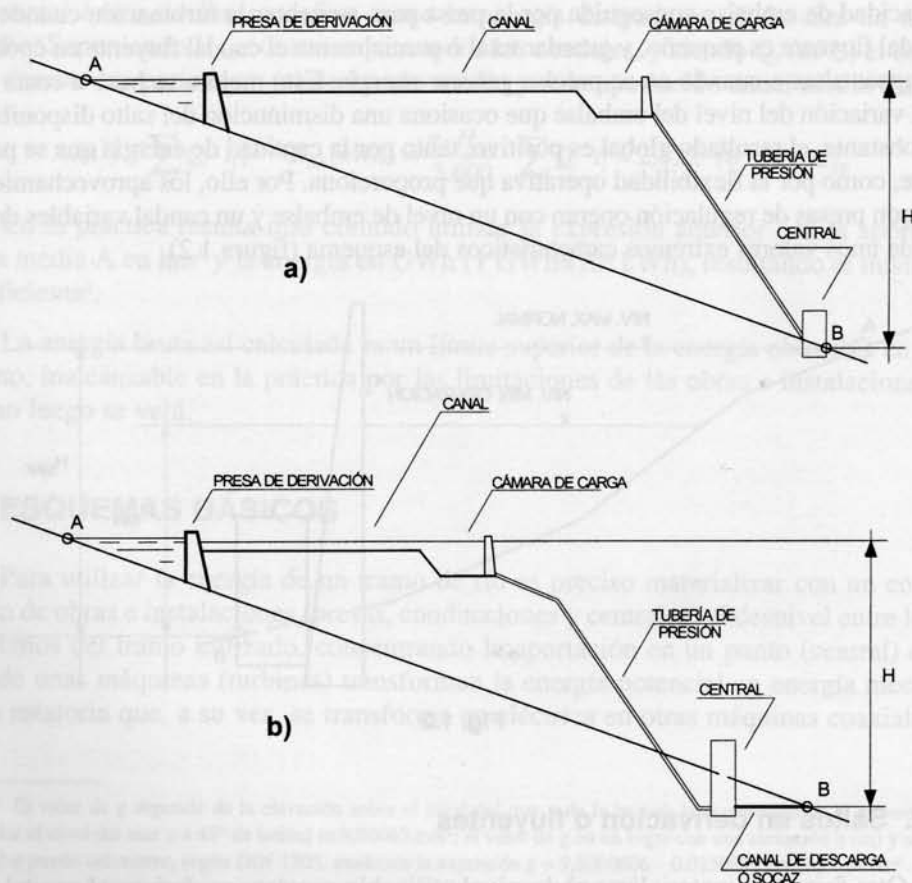


Fig. 1.3

La tubería en presión sigue un trayecto adaptado al perfil de la ladera y, gracias a su régimen en presión, transmite la energía haciendo una transferencia sucesiva y continua entre la energía de posición z y la de presión p , conforme al teorema de Bernouilli; la tubería suele tener un diámetro decreciente para conseguir una instalación más económica, lo que provoca pequeñas discontinuidades en la línea de presiones como consecuencia de la variación de la altura de velocidad en los cambios de sección (figura 1.4).

Cuando el punto B de desagüe al río está a una cierta distancia del pie de la ladera, como en el caso representado en la figura 1.3 b, puede ser conveniente situar la central en dicho pie y construir un canal de desagüe que lleve el agua hasta el cauce, evitando el sobrecoste de un tramo DB de tubería con una presión elevada, además de la pérdida de carga (p.d.c.) consiguiente; este canal se denomina *canal de desagüe o descarga o socaz*.

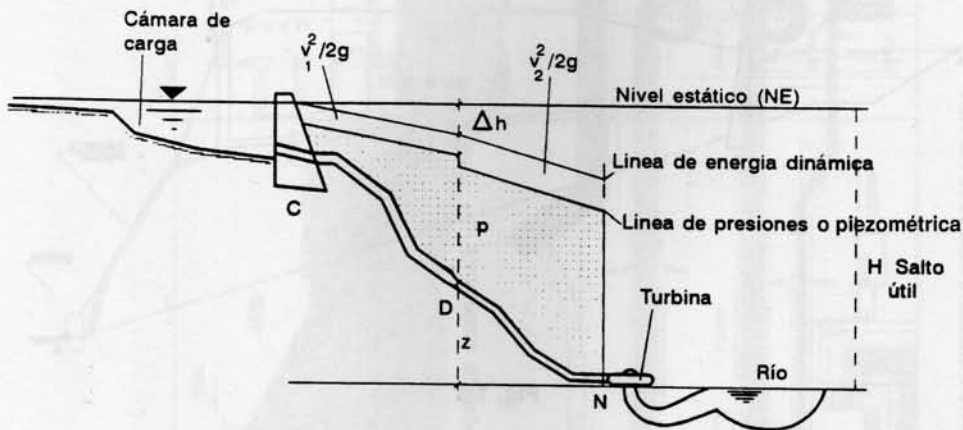


Fig. 1.4

3.3. Salto con presa y conducción en presión

Con frecuencia no es posible o conveniente construir una presa que cubra todo el desnivel disponible y, por otra parte, el salto en derivación que resolvería el caso adolece de falta de regulación. Por ello, cuando las características geomorfológicas lo permiten, se puede conseguir un esquema mixto más favorable sustituyendo la presa de derivación por una presa de embalse con un nivel variable (presa de regulación) y la conducción en canal por una conducción totalmente en presión, comunicando el embalse con la central; con esta disposición se utiliza el desnivel proporcionado por la presa y el ganado por la conducción y, adicionalmente, se consigue regular el caudal turbinado para aumentar la cantidad y calidad de la energía generada (figura 1.5).

La conducción forzada consta normalmente de dos tramos: uno de pendiente suave, en túnel (galería en presión) y el segundo en tubería que desciende por la ladera hasta la central, en forma similar al esquema con cámara de carga. En el extremo de aguas abajo de la galería en presión se dispone un pozo o cámara con una superficie de agua libre cuyo cometido se explica en el punto 4.

En este esquema de aprovechamiento también puede resultar de interés disponer un canal de desagüe desde la central al río con objeto de reducir la longitud de la tubería en presión. Este canal puede ser subterráneo (en túnel), lo que da origen a un tipo especial de aprovechamiento que se analiza en el punto 5.

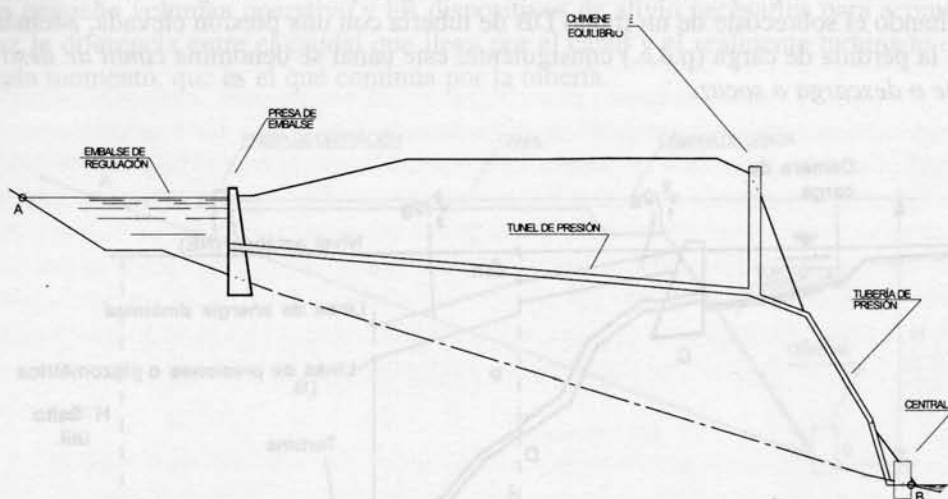


Fig. 1.5

3.4. Resumen

En consecuencia, los esquemas básicos de desarrollo se pueden clasificar por la ubicación relativa de la presa y de la central en: aprovechamientos de pie de presa y alejados de la presa (con conducción); asimismo, se pueden clasificar por el tipo de operación del embalse en: aprovechamientos fluyentes o al filo de agua, en los que el nivel del embalse permanece invariable, y aprovechamientos con regulación, en los que se hace variar el nivel del embalse para independizar el caudal turbinado del fluyente. Los esquemas con regulación están, casi sin excepción, equipados con una conducción en presión, ya que de lo contrario se perdería la diferencia de elevación entre el nivel máximo de embalse y el mínimo; por esta razón, los aprovechamientos con una conducción en canal suelen ser de tipo fluyente (entrada por salida), aunque en este caso cabe un tipo mixto en el que se aprovecha la cámara de carga para

conseguir una pequeña capacidad de embalse que sirva para modular diaria o semanalmente el caudal turbinado.

En resumen, los aprovechamientos hidroeléctricos se pueden clasificar según la posición relativa de la presa y de la central en:

- **Aprovechamientos de pie de presa** como el de Santa María de Agavanzal sobre el río Tera, representado en la figura 1.6; esta central aprovecha un salto de 35 m con dos grupos Kaplan para un caudal de 30 m³/s y un grupo adicional Francis de 2 m³/s para utilizar el caudal ecológico.
- **Aprovechamientos con conducción** (figuras 1.7 a 1.9).

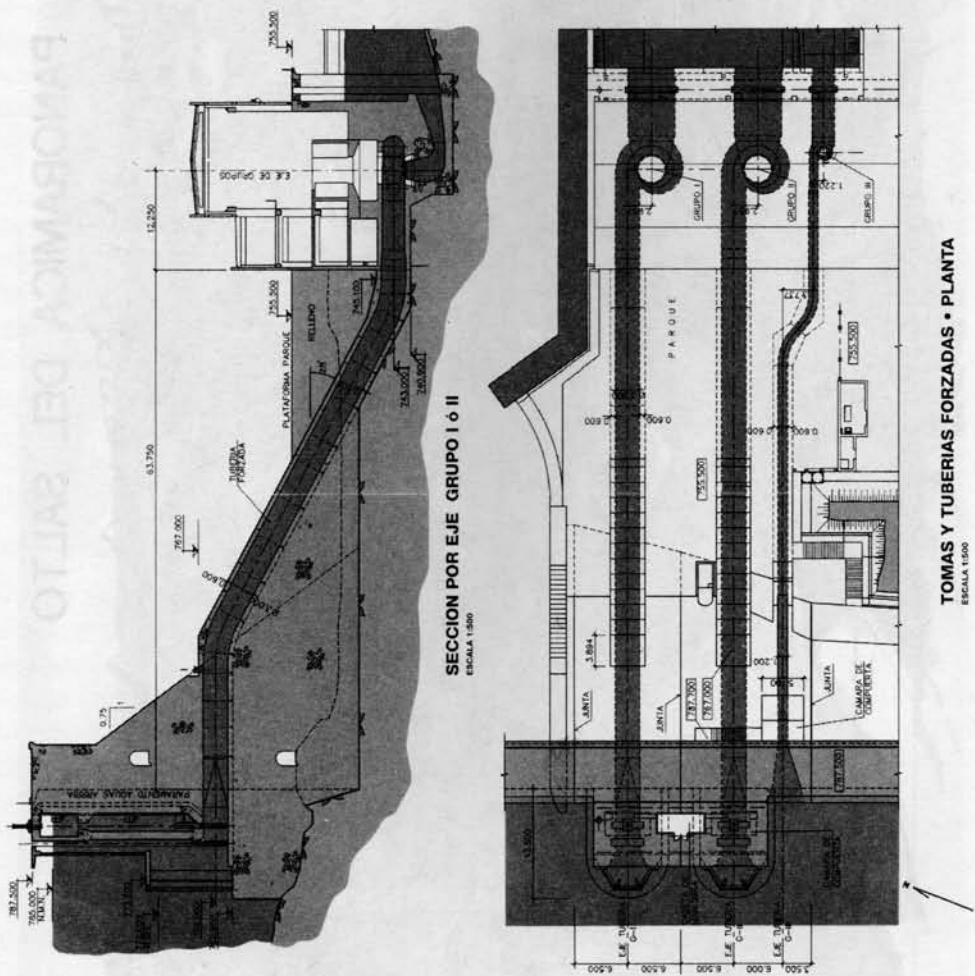


Fig. 1.6

Aprovechamiento de Santa María de Agavanzal. Fuente: IBERDROLA.



Fig. 1.7

Salto de Pont de Suert. Fuente: ENHER.

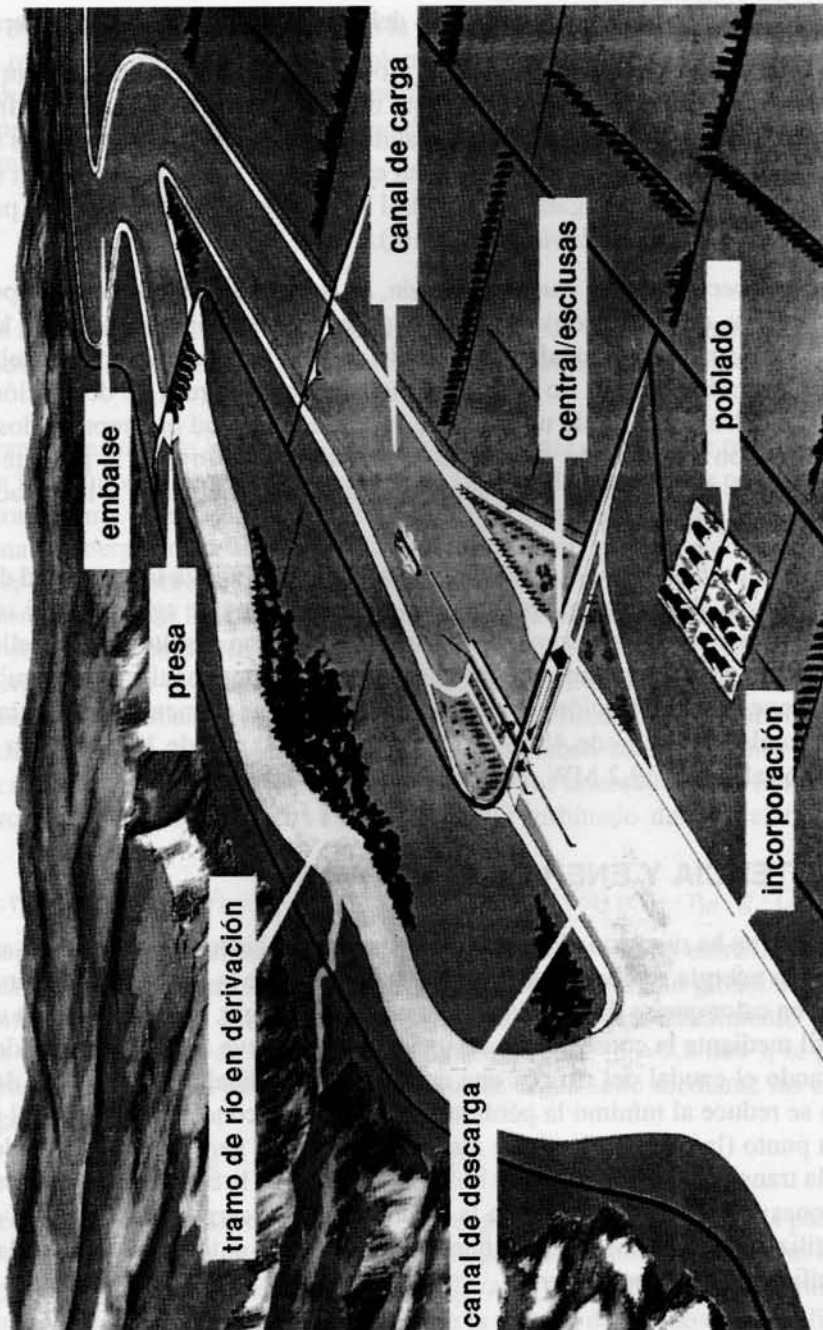


Fig. 1.8

Aprovechamiento de un río navegable. Fuente: CNR.

Y, según el procedimiento operativo del embalse o depósito de cabecera en:

- *Aprovechamientos fluyentes o al filo de agua*, como el salto de Pont de Suert representado en la figura 1.7. Este tipo de aprovechamientos son frecuentes en los ríos de montaña, aunque también existen en los grandes ríos de llanura, como el Ródano en Francia; en este caso el canal de derivación o de descarga se hace navegable y la central se complementa con esclusas para hacer posible el tráfico fluvial (figura 1.8).
- *Aprovechamientos con modulación*, en los que el caudal diario disponible se turbin concentra en uno o varios bloques coincidiendo con los períodos de mayor demanda; un ejemplo de este tipo de esquemas es el salto de Castrejón sobre el río Tajo, que dispone de una presa de derivación con un embalse grande y de un canal de 16 km de longitud que represa dos quebradas con una notable superficie de embalse, todo lo cual le permite turbinar puntas de 280 m³/s, muy superiores al caudal del río y a la capacidad del canal (figura 1.9).
- *Aprovechamientos con regulación* en los que se utiliza la capacidad de embalse para almacenar excedentes durante las épocas de aguas altas y utilizarlos en los períodos secos o de mayor demanda, como el salto de Albarellos, sobre el río Avia, cuya presa de 90 m de altura crea un embalse de 91 hm³; el salto tiene una conducción en presión de 3,5 km que alimenta una central con un caudal equipado de 45 m³/s, un salto neto máximo de 153 m y una potencia instalada de 59,2 MW (figura 1.10).

4. POTENCIA Y ENERGÍA EFECTIVAS

Según se ha mencionado, los aprovechamientos hidroeléctricos se basan en evitar que la energía representada por el desnivel H_{AB} de la figura 1.1 se pierda inútilmente en calor que se disipa a la atmósfera y, en su lugar, transformarla en una energía útil mediante la construcción de una presa que eleve el nivel de base del agua o derivando el caudal del río por una conducción artificial; en cualquiera de los dos casos se reduce al mínimo la pérdida energética y se concentra el desnivel utilizado en un punto (la central) donde se instala el equipo de generación encargado de realizar la transformación energética buscada. Aplicando la ecuación de Bernoulli a las secciones 1 (toma), 2 (entrada en la turbina) y 3 (descarga) que delimitan el desnivel utilizado se obtienen expresiones similares a las anteriores que dan la energía específica del aprovechamiento:

$$\frac{v_1^2}{2 \cdot g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + h_f = \frac{v_3^2}{2 \cdot g} + \frac{p_3}{\gamma} + z_3 + h_f + H_N$$

donde h_f es la pérdida de carga (p.d.c.) en la toma y en la conducción y H_N es el salto neto que realmente utiliza la turbina. Teniendo en cuenta que v_1 (velocidad del agua en el embalse), p_1 y p_3 (presión en la superficie del embalse y en la descarga, iguales a la presión atmosférica) pueden considerarse nulas, las expresiones anteriores se reducen a:

$$H_N = z_1 - z_3 - h_f - \frac{v_3^2}{2 \cdot g}$$

que da el **salto neto** realmente utilizado en función de las cotas del agua en la toma y en la descarga, de la p.d.c. en la conducción y de la altura de velocidad en la descarga.

La transformación de la energía hidráulica en energía eléctrica se realiza en dos etapas en los grupos generadores instalados en la central, compuestos por una turbina que transforma la energía hidráulica en energía mecánica y un alternador que transforma la energía mecánica recibida de la turbina en energía eléctrica; ambos equipos se acoplan sobre un mismo eje formando lo que se denomina un *grupo de generación o grupo*, en los que se concentra la energía neta del aprovechamiento, y de ahí la denominación de *central* al edificio que los alberga. Este proceso tiene pérdidas energéticas, por lo que llamando η_T y η_G a los rendimientos de la transformación en energía mecánica y energía eléctrica y η_C al coeficiente representativo de la pérdida de carga en la toma y en la conducción, se obtienen las expresiones que dan la *potencia y energía neta* en los bornes de salida de los alternadores en función del **salto neto** H_N utilizado (m) y del **caudal** Q (m^3/s) turbinado durante el tiempo t (horas):

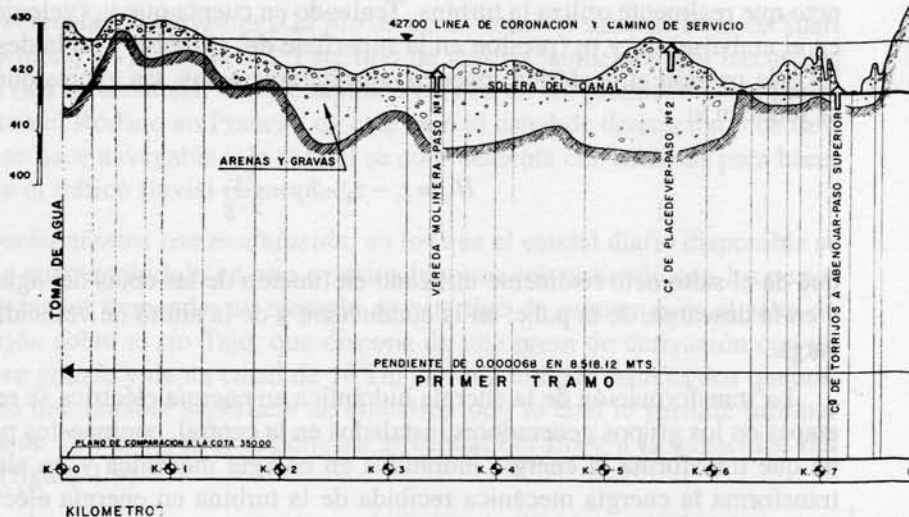
$$H_N(\text{m}) = \eta_C \cdot H_{AB}; \quad P_{AB}(\text{kW}) = \eta_T \cdot \eta_G \cdot g \cdot Q \cdot H_N; \quad E_{AB}(\text{kWh}) = \eta_T \cdot \eta_G \cdot g \cdot Q \cdot H_N \cdot t$$

En la práctica el rendimiento de las turbinas está comprendido entre 0,90 y 0,94 y el de los alternadores entre 0,96 y 0,98, por lo que el rendimiento global del grupo oscila entre 0,86 y 0,92. En consecuencia, considerando un rendimiento global medio de 0,888 y el valor de la aceleración de la gravedad ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$), se puede estimar en forma rápida la potencia y energía netas de un salto mediante las expresiones aproximadas:

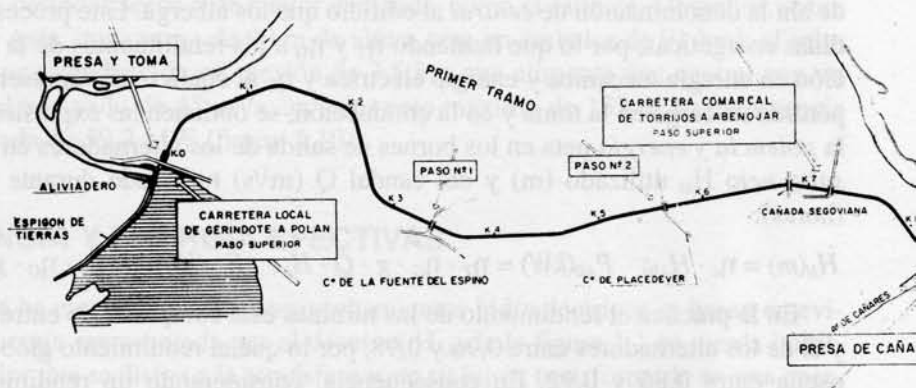
$$P(\text{kW}) = 8,7 \cdot Q \cdot H_N; \quad E(\text{kWh}) = 8,7 \cdot Q \cdot H_N \cdot t$$

La pérdida de salto (cota) en el embalse es insignificante, mientras que la p.d.c. en la conducción suele oscilar entre un 4 y un 10 % del salto bruto, por lo que el rendimiento global de un aprovechamiento es muy elevado, puesto que se puede transformar en energía eléctrica entre el 75 y el 85 % de la energía del tramo de río utilizado.

El salto bruto de los aprovechamientos en derivación o fluyentes es casi constante porque lo es la p.d.c. en el canal de aducción y estos esquemas operan mante-



PERFIL LONGITUDINAL DEL CANAL



PLANTA GENERAL DEL APROVECHO

CANAL DE ALIMENTACION

3 tramos de 8,5—6,2—1,9 km. Los dos primeros en tierras con impermeabilización de arena arcillosa compactada, y el tercero revestido de hormigón; separados por dos embalses (Cañares, de 0,3 Hm.³, y El Carpio, de 1,5 Hm.³) cerrados por presas de tierras de 19 m. y 28 m. de altura.

Secciones trapeziales con taludes 2:1 en tierras y 1,75:1 en hormigón, cajeros horizontales a la cota 427 y anchuras máximas de 58—62—42 metros.

Movimiento total de tierras: 8 850 000 m.³.

1 Puente en la carretera

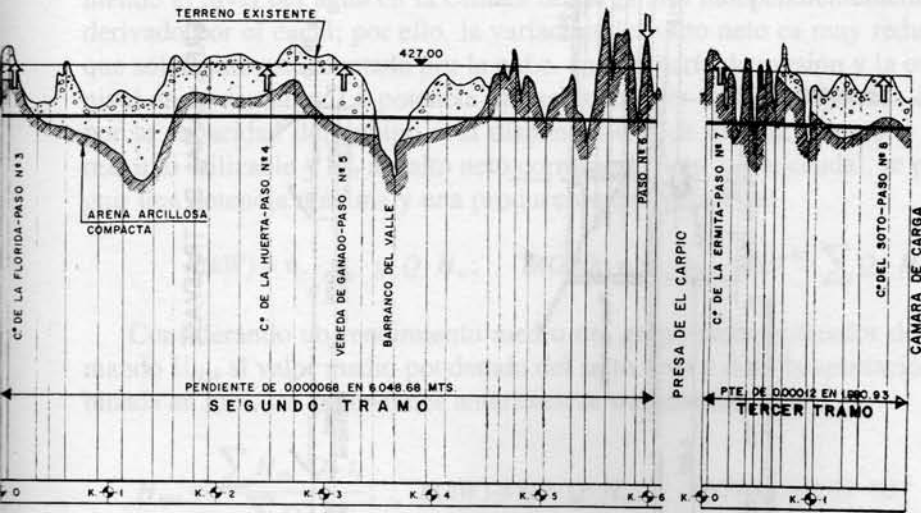
Volumen de hormigón:

Longitud de la variante

1 Puente en la carretera

Volumen de hormigón:

Longitud de la variante



CANAL LONGITUDINAL PROFILE



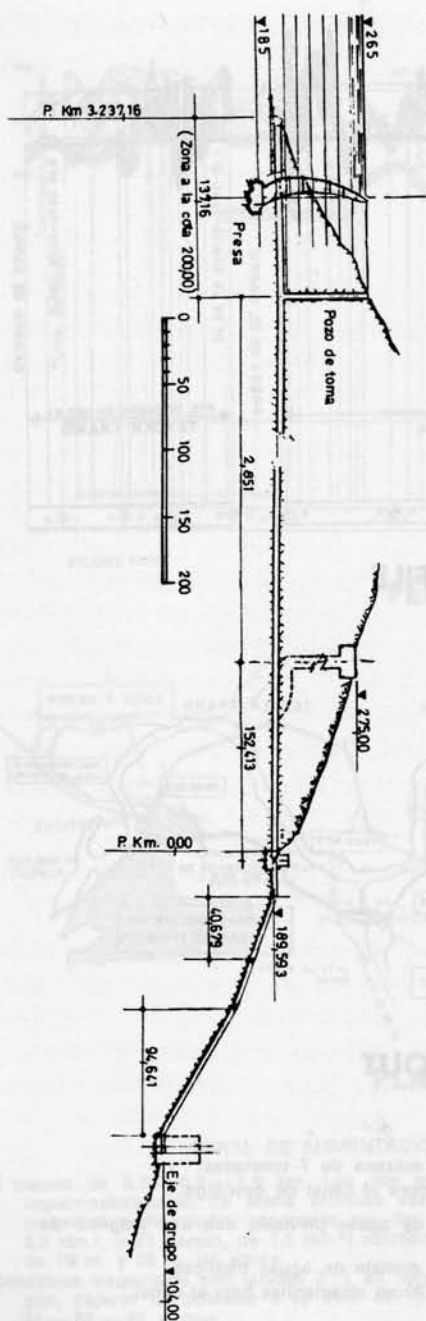
DEVELOPMENT LAY-OUT

OBRAS AUXILIARES EN EL CANAL

- Torrijos a Abenojar. 8 Pasos para una carga máxima de 7 toneladas.
- 750 metros. 1 Pasarela de servicio, sobre el canal de descarga.
- Gerindote a Polán. 1 Acueducto para paso de aguas pluviales con una longitud de 80 metros.
- 1 000 metros. 900 m. de galerías para drenaje de aguas freáticas.
- 750 m. de tubería de ϕ 1,20 en alcantarillas bajo el canal.

Compagnie National du Rhône.

PERFIL CANAL DE TRASVASE



PERFIL LONGITUDINAL DEL APROVECHAMIENTO

Fig. 1.10

Salto de Albarelllos. Fuente: UNIÓN-FENOSA.

niendo el nivel del agua en la cámara de carga alto independientemente del caudal derivado por el canal; por ello, la variación del salto neto es muy reducida, puesto que sólo está afectado por la p.d.c. en la tubería de presión y la oscilación del nivel en la descarga. La potencia utilizable en este tipo de esquemas está limitada por la capacidad del equipo o la disponibilidad de caudal; llamando Q al caudal máximo utilizable y H_N al salto neto correspondiente a éste caudal, se puede conseguir una potencia máxima y una producción energética de:

$$P(kW) = \eta_T \cdot \eta_G \cdot g \cdot Q \cdot H_N; \quad E(GWh) = \eta_T \cdot \eta_G \cdot g \cdot 10^{-6} \cdot \sum Q_i \cdot H_{Ni} \cdot t_i$$

Considerando un rendimiento medio del grupo turbogenerador de 0,888 y llamando H_{NM} al valor medio ponderado del salto neto y A_T a la aportación media turbinada en hm^3 , las expresiones anteriores se transforman en:

$$H_{NM} = \frac{\sum H_{Ni} \cdot Q_i \cdot t_i}{\sum Q_i \cdot t_i}; \quad P(kW) = 8,7 \cdot Q \cdot H_N; \quad E(GWh) = 2,42 \cdot 10^{-3} \cdot A_T \cdot H_{NM}$$

es decir, que la turbinación de un caudal continuo de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ con un salto neto de 100 m proporciona una potencia de 870 kW y una energía de $7,62 \text{ GWh}$ ($1 \text{ m}^3/\text{s} = 31,536 \text{ hm}^3/\text{año}$).

Contrariamente, el salto bruto de los aprovechamientos con presa de regulación es variable a causa de la oscilación del embalse a lo largo del año. En estos aprovechamientos con regulación conviene diferenciar varios niveles característicos en el embalse y en la descarga (figura 1.11):

– EMBALSE

- 1: Nivel máximo extremo (el alcanzado con la avenida máxima de diseño)
- 2: Nivel máximo normal (el correspondiente al embalse máximo sin vertidos)
- 3: Nivel medio ponderado
- 4: Nivel mínimo de operación (el correspondiente al nivel mínimo de operación de la turbinas)

– DESCARGA

- 5: Nivel estático mínimo (para $Q=0$)
- 6: Nivel mínimo (para $Q=\text{caudal máximo de un grupo}$)
- 7: Nivel máximo (para $Q=\text{caudal equipado}$)
- 8: Nivel máximo absoluto (para $Q=\text{caudal máximo de avenidas}$)

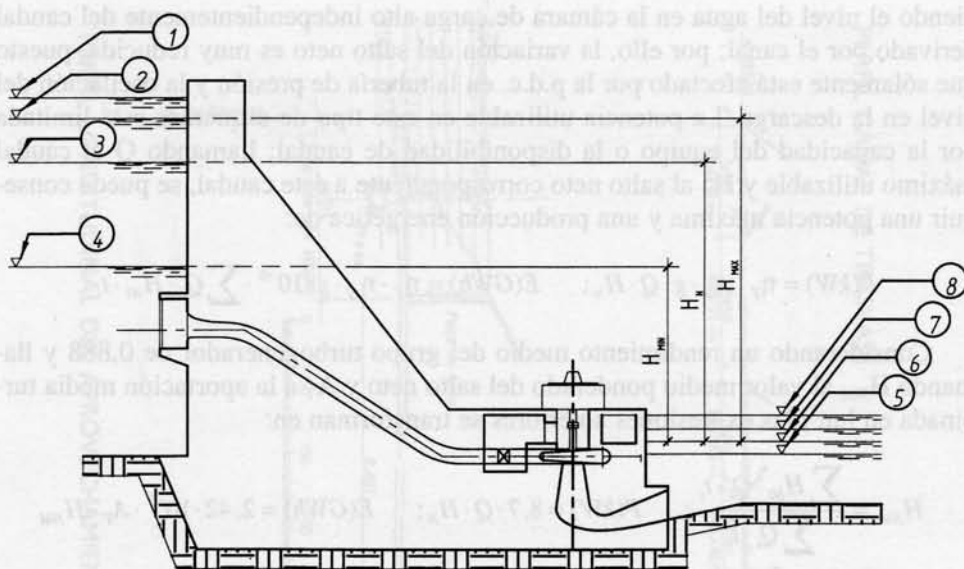


Fig. 1.11

Niveles de agua en un salto hidroeléctrico. 1, 2, 3, y 4 son los niveles de embalse máximo extraordinario, máximo normal, medio y mínimo; 5, 6, 7 y 8 son los niveles en la descarga mínimo (para $Q=0$), mínimo normal (1 grupo en operación), medio y máximo extremo.

La combinación de unos y otros niveles da origen a varios conceptos de salto bruto; los más interesantes son la combinación de 2,3 y 4 con 6, que da origen a los saltos brutos máximo, medio y mínimo, respectivamente (figura 1.11).

La capacidad de turbinación de un aprovechamiento con regulación depende de las características nominales de la turbina (caudal y salto nominales), de la potencia del alternador (potencia nominal en kW) y de la magnitud del salto disponible; esta capacidad de turbinación suele ser bastante mayor que el caudal medio disponible ya que, por lo general, en este tipo de aprovechamientos conviene aumentar la potencia instalada para concentrar la generación en los períodos de máxima demanda.

La producción energética de este tipo de aprovechamientos se determina como en el caso anterior mediante la expresión:

$$E(\text{GWh}) = g \cdot \sum \eta_{Ti} \cdot \eta_{Gi} \cdot Q_i \cdot H_{Ni} \cdot t_i$$

donde Q_i es el caudal turbinado durante el tiempo (horas) t_i con el salto neto H_{Ni} y con los rendimientos η_{Ti} y η_{Gi} . Esta determinación es más compleja que en el caso de los aprovechamientos fluyentes a causa de la variación del salto disponible y de

los rendimientos, especialmente el de la turbina. Para realizar un cómputo preciso es necesario, según se verá con más detalle en el capítulo 4, analizar una serie larga de caudales medios mensuales para efectuar un estudio de regulación y producción; el proceso consistiría en: definir las reglas de operación del salto, obtener los caudales medios mensuales turbinados y los niveles de embalse correspondientes, determinar los bloques de caudal turbinado con su duración en horas, calcular el salto neto y el rendimiento global del equipo y, finalmente, la energía producida. Este proceso es laborioso por lo que, con frecuencia, especialmente en los estudios preliminares, se hace un cálculo aproximado estimando la aportación turbinada y el salto bruto medio a partir de los datos hidrológicos y de las características del embalse y calculado el salto neto medio sobre la base de una hipótesis preliminar del tipo de operación del aprovechamiento o, más directamente, a partir de la diferencia entre las cotas del c.d.g. del embalse útil y la media en la descarga.

5. PROBLEMAS DERIVADOS DE LA VARIABILIDAD DE CAUDALES.

Todas las centrales de generación de energía eléctrica funcionan acopladas a una red de transporte y distribución que conecta los centros de generación con los consumidores, formando lo que se llama un *sistema eléctrico*. La demanda energética del sistema, o *carga*, varía a lo largo del día y, en todo momento, debe ser igual a la generación del conjunto de centrales que participan en el servicio del sistema. La variación de la potencia generada por cada central no es proporcional a la variación de la carga, sino que se programa desde un centro de operación en función de las características y costes operativos de cada centro de producción; por esta razón, existen centrales que operan con una producción uniforme independientemente de la variación de la carga, mientras que otras, y entre ellas las hidroeléctricas con regulación, varían su producción para ajustar la generación global del sistema a la demanda programada o a la instantánea.

En consecuencia, el conducto hidráulico de las centrales hidroeléctricas debe estar preparado para controlar el caudal turbinado, haciéndolo variar con rapidez para modificar la potencia generada en cada momento. Estas variaciones de caudal producen perturbaciones en el régimen hidráulico de las conducciones que deben ser tomadas en consideración en el diseño conceptual del aprovechamiento.

Las variaciones de caudal en los canales en régimen libre de los aprovechamientos fluyentes producen una variación del nivel del agua (ascenso o descenso) en la cámara de carga C y las correspondientes ondas positivas o negativas en el canal, cuyo régimen pasará de estacionario a variable. Si la variación es breve o de poca importancia, la propia inercia del agua en el canal neutralizará su efecto hasta el momento en que se modifique el caudal admitido en la toma para igualarlo al consumido por las turbinas. Por el contrario, las variaciones de caudal de mayor entidad producen perturbaciones

en el régimen hidráulico que deben ser tomadas en consideración en el diseño del canal y de la cámara de carga; en particular, ésta debe estar dotada de un vertedero para evacuar los sobrantes mientras llega el efecto del cierre de las compuertas en origen, evitando el desbordamiento incontrolado de la cámara o del propio canal.

La variación del caudal en los esquemas en presión se transmite en forma prácticamente instantánea a lo largo de la conducción, desde las turbinas hasta el embalse; en consecuencia, la regulación del caudal en estos esquemas es automática, acelerándose o decelerándose rápidamente el flujo para ajustarlo a la variación del caudal turbinado. Este rápido ajuste del caudal circulante se realiza a costa de unos esfuerzos dinámicos considerables, consecuencia de la variación de la energía cinética de la masa de agua circulante por la conducción en presión. El caso más agudo sucede cuando se produce alguna anomalía en la red eléctrica que provoca la desconexión de la central, lo que elimina en forma instantánea la carga eléctrica de los grupos generadores y, dado que las turbinas siguen recibiendo el mismo caudal, produce la aceleración del grupo; esta situación resulta crítica, por lo que, para que las máquinas no alcancen una velocidad de giro peligrosa, se debe cerrar la admisión a las turbinas en un tiempo muy reducido, unos pocos segundos, lo que provoca un fortísimo frenado en la masa de agua existente en el conducto con el efecto, denominado *golpe de ariete*, de una elevación brusca de la presión. Para visualizar el orden de magnitud de los esfuerzos producidos se puede pensar que el peso del agua contenida en una galería de 5 m de diámetro y 6 km de longitud, dimensiones nada extraordinarias, es de 120,000 t, por lo que si se mueve con una velocidad de 4 m/s, tiene una fuerza viva similar a la de un tren de 600 t moviéndose con una velocidad de 150 km/h.

Para resolver este problema en las conducciones en presión largas se dispone un pozo o cámara con una superficie libre conectada con la conducción en presión cerca de su extremo de aguas abajo, con lo que al cerrarse el paso del agua en la galería, ésta tiene una salida por el pozo y, al ascender por él, induce una contrapresión y un efecto de frenado creciente con el desnivel; este dispositivo, denominado *chimenea de equilibrio*, transforma la energía cinética del agua de la galería en energía potencial, como consecuencia de la sobreelevación del nivel del agua en el pozo o cámara, frenando el agua en aquella y reduciendo drásticamente los incrementos de presión que de otra manera se habrían producido como consecuencia del cambio brusco del caudal circulante. Esta solución equivaldría en el símil del vehículo a desviarlo por una rampa que, al absorber su fuerza viva por efecto de la gravedad, frenase su movimiento.

La chimenea de equilibrio divide la conducción en presión en dos tramos, uno inicial largo (la galería en presión) controlado por la chimenea y otro final más corto, sin dispositivo de protección contra los efectos de la variación brusca de caudal (figura 1.5); en el primer tramo se produce una oscilación de la masa de agua y

en el segundo ondas de presión; ambos fenómenos son periódicos pero difieren sustancialmente: en el primer caso se trata de oscilaciones de la masa de agua con un período largo, del orden de minutos, mientras que en el segundo se trata de ondas elásticas de presión con un período más corto, del orden de segundos, y mayor intensidad. Esta separación de funciones en la chimenea de equilibrio viene a equivaler al efecto de la cámara de carga en los aprovechamientos fluyentes.

La chimenea resuelve satisfactoriamente el problema de la inercia en la galería en presión, pero deja fuera de su influencia a la tubería forzada, que ha de afrontar sin paliativos los esfuerzos dinámicos consecuencia de los cambios en el caudal circulante provocados por el obturador de las turbinas. No obstante, estos esfuerzos son muy inferiores a los que se producirían en la galería sin la chimenea de equilibrio, ya que la tubería forzada es mucho más corta y, en consecuencia, la masa del agua en ella contenida y su energía cinética son muy inferiores. Aún así, las sobrepresiones dinámicas en la tubería en presión son de importancia, entre el 15 y el 40 % de la presión máxima estática.

6. CENTRALES SUBTERRÁNEAS

En la exposición anterior se ha supuesto que la central es exterior, pero es frecuente, especialmente en los aprovechamientos con una potencia elevada, situar la central en una caverna, lo que obliga a disponer obras adicionales, como:

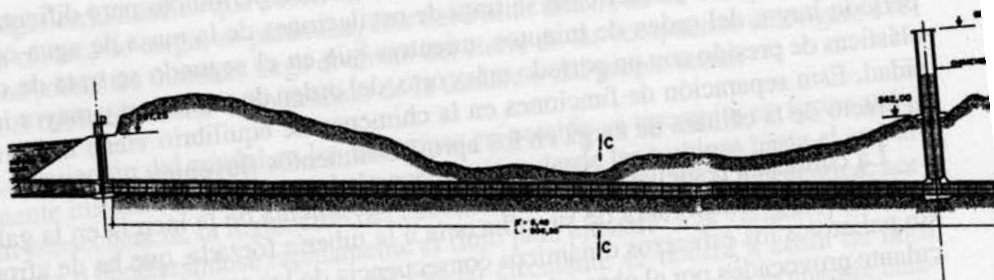
- una galería de desagüe o descarga desde la salida de las turbinas hasta el río,
- una galería de acceso,
- una galería o pozo para la ubicación de los conductos eléctricos,
- obras auxiliares para la ventilación, seguridad, etc.

Estas obras adicionales encarecen el aprovechamiento, pero la implantación subterránea de la central puede introducir ahorros sustanciales en algunas partidas de la obra civil o ventajas en el diseño conceptual o en la operación que, en definitiva, la haga preferible a su alternativa exterior. Todos estos matices se analizan con detalle en el capítulo 21.

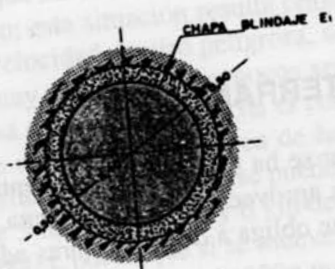
7. CENTRALES REVERSIBLES

Como se verá en el capítulo 2, la potencia demandada por un sistema eléctrico tiene fuertes variaciones instantáneas, así como a nivel diario (entre el día y la noche), semanal (entre los días laborables y el fin de semana) o estacional (entre el verano y el invierno), que condicionan el dimensionamiento del parque de genera-

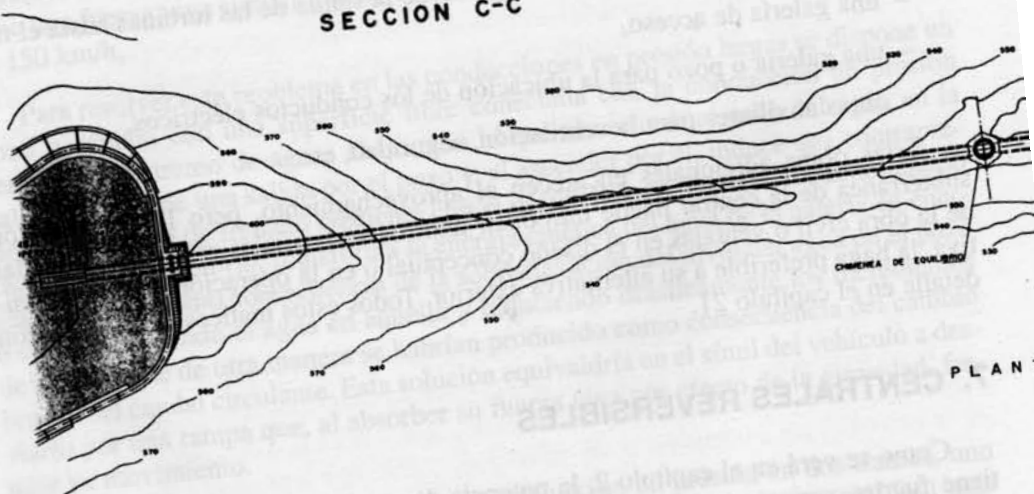
APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS



SECCION LONGITUDINAL

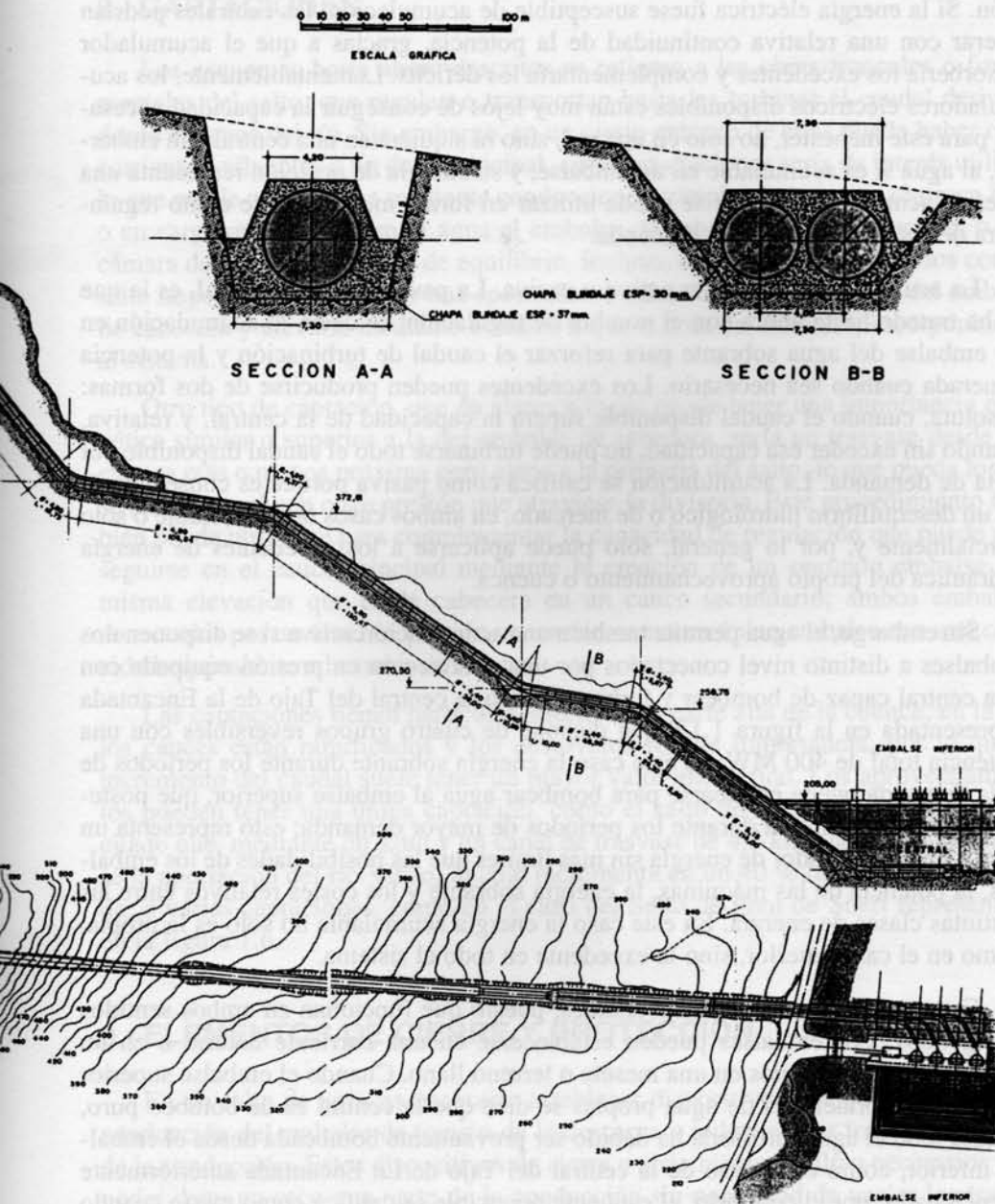


SECCION C-C



PLANT

Central reversible del Tajo de La En



ción. Si la energía eléctrica fuese susceptible de acumulación, las centrales podrían operar con una relativa continuidad de la potencia, gracias a que el acumulador absorbería los excedentes y complementaría los déficits. Lamentablemente, los acumuladores eléctricos disponibles están muy lejos de conseguir la capacidad necesaria para este menester, no solo en una red, sino ni siquiera en una central; sin embargo, al agua sí es acumulable en un embalse, y su energía de posición representa una energía acumulada útil que se puede utilizar en forma muy eficiente como reguladora de las diferencias de la demanda.

La acumulación puede ser activa o pasiva. La pasiva o convencional, es la que se ha tratado hasta ahora con el nombre de regulación, es decir, la acumulación en un embalse del agua sobrante para reforzar el caudal de turbinación y la potencia generada cuando sea necesario. Los excedentes pueden producirse de dos formas: absoluta, cuando el caudal disponible supera la capacidad de la central, y relativa, cuando sin exceder esa capacidad, no puede turbinarse todo el caudal disponible por falta de demanda. La acumulación se califica como pasiva porque es consecuencia de un desequilibrio hidrológico o de mercado, en ambos casos no controlable o solo parcialmente y, por lo general, solo puede aplicarse a los excedentes de energía hidráulica del propio aprovechamiento o cuenca.

Sin embargo, el agua permite también una acumulación activa si se disponen dos embalses a distinto nivel conectados por una conducción en presión equipada con una central capaz de bombear y turbinar, como la central del Tajo de la Encantada representada en la figura 1.12, que dispone de cuatro grupos reversibles con una potencia total de 400 MW; en este caso la energía sobrante durante los períodos de baja demanda puede emplearse para bombear agua al embalse superior, que posteriormente se turbinaría durante los períodos de mayor demanda; esto representa un verdadero acumulador de energía sin más límites que las posibilidades de los embalses, la potencia de las máquinas, la energía sobrante y los costes relativos entre las distintas clases de energía. En este caso la energía acumulable no solo es la propia, como en el caso anterior, sino la excedente en todo el sistema.

Estas centrales se llaman reversibles, puesto que funcionan en ambos sentidos energéticos. Los embalses pueden establecerse en una corriente natural o en un cauce seco, o excavados en una meseta o terreno llano. Cuando el embalse superior carece de aportaciones de agua propias se dice que la central es de bombeo puro, puesto todo el agua turbinada ha debido ser previamente bombeada desde el embalse inferior, como es el caso de la central del Tajo de La Encantada anteriormente mencionado; por el contrario, el esquema reversible se califica como mixto cuando el embalse superior está situado en un río con aportaciones propias, ya que una parte de la energía procede de la turbinación de la aportación propia (energía gravitatoria) y el resto está originada por el bombeo previo desde el embalse inferior al superior (energía de bombeo).

8. CAPTACIONES

Los esquemas hasta ahora descritos se refieren a las obras troncales o fundamentales del salto, que regulan o transportan hasta las turbinas el caudal derivado desde el cauce del río. Sin embargo, en un cierto entorno de ellas puede haber otras corrientes, afluentes o no de la principal, cuyas aportaciones sería de interés utilizar, lo que puede conseguirse mediante conducciones complementarias en régimen libre o en carga que incorporen el agua al embalse de cabecera, a la conducción o a la cámara de carga o chimenea de equilibrio. Incluso, en los aprovechamientos con un salto importante, cabe tomar una aportación a una cota más baja que la del embalse de cabecera y elevarla mediante bombeo hasta la cota del embalse, incorporándola al sistema.

Otro tipo de captación, que en algunos casos puede tener una importancia energética similar o superior a la del embalse de cabecera, sería un trasvase desde una cuenca más o menos próxima pero ajena a la primaria del salto, lo que puede lograrse con un túnel con o sin presión que atravesase la divisoria. Este procedimiento también puede utilizarse para complementar la capacidad de regulación que puede conseguirse en el cauce principal mediante la creación de un segundo embalse a la misma elevación que el de cabecera en un cauce secundario; ambos embalses, conectados por un túnel en presión, actuarían como un único embalse con una capacidad equivalente a la suma de los dos.

Las captaciones tienen particular interés en la parte alta de la cuenca, en la que los cauces están ramificados y los desniveles son de importancia, por lo que el incremento del caudal suele tener un mayor valor energético. Los aprovechamientos pueden tener una única captación, como el salto de Albarelos anteriormente citado que, mediante un azud y un canal de trasvase de 4,2 km, incorpora al embalse la aportación del río Viñao, lo cual incrementa en un 40 % la aportación utilizada, o varias captaciones, como en el caso del Salto de Pont de Suert representado en la figura 1.6.

9. ELEMENTOS DE CIERRE Y PROTECCIÓN

En un salto de agua es necesario establecer dispositivos que permitan aislar la conducción del embalse de toma o de la descarga o independizar tramos especiales de la conducción. Estos dispositivos de cierre o aislamiento resultan necesarios para poder dejar en seco una parte de la conducción sin necesidad de vaciar los tramos contiguos, para impedir que una avería progrese al seguir circulando el agua o, simplemente, para evitar pérdidas de agua cuando la central no está en operación. Este aislamiento selectivo se consigue con la instalación de válvulas o compuertas en puntos estratégicos de la conducción; estos puntos suelen ser (figura 1.13):

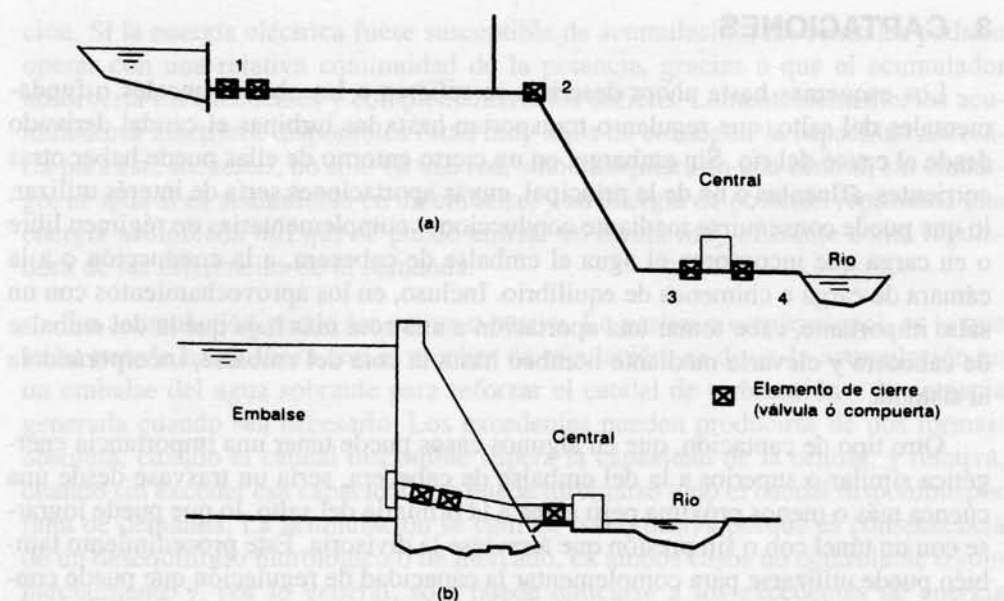


Fig. 1.13

- Enclave 1: El arranque de la conducción, para cerrar la admisión al conducto y despresurizarlo o vaciarlo. La tubería forzada puede mantenerse llena hasta un nivel más bajo que la solera de la galería o cámara de presión.
- Enclave 2: En la cabecera de la tubería forzada, para permitir su revisión sin tener que vaciar la galería de presión ni las otras tuberías.
- Enclave 3: A la entrada de cada turbina, para poderla revisar sin tener que vaciar la conducción ni dejar fuera de servicio las otras turbinas. Este enclavamiento es necesario también para evitar las pérdidas de agua cuando las turbinas están paradas, ya que el cierre propio de la turbina que proporciona el distribuidor no es hermético, y como medida de seguridad por si falla el cierre propio de las turbinas.
- Enclave 4: En la descarga de las turbinas al cauce, para dejarla aislada del socaz y poder revisarla.

Cuando la galería en presión o el canal son cortos se suele suprimir el enclave 2, pues importa poco vaciarlos también cuando hay que revisar la tubería forzada; asimismo, en las centrales al pie de presa con caudales grandes se suele suprimir el enclave 3, sustituyéndolo por un cierre rápido en la toma. El cierre 1 suele ser doble, con una compuerta de servicio aguas abajo protegida con una atagüa de guarda aguas arriba, la cual permite la extracción de la primera sin perder la capacidad de

cierre del conducto. En las centrales con caudales equipados altos se necesita una superficie de cierre grande, lo que puede obligar a la instalación de más de una compuerta en paralelo.

10. CENTRALES HIDROELÉCTRICAS EN APROVECHAMIENTOS DE USO MÚLTIPLE

Algunas centrales hidroeléctricas están integradas en obras destinadas a otros usos o bien condicionadas por estos. Por ejemplo, cualquier esquema de los descritos anteriormente puede estar aguas arriba de una toma para otro uso prioritario que condicione el desagüe de la central. Si el o los usos aguas abajo tienen un carácter prioritario sobre la generación hidroeléctrica condicionan la operación de la central y, con frecuencia, conllevan una seria limitación a la explotación del salto. Esta prioridad se basa principalmente en tres motivos:

- su absoluta necesidad, como es el caso de los abastecimientos,
- su carácter social,
- el principio de sustituibilidad: la energía se puede obtener por otros procedimientos, lo que resulta impracticable en el caso del agua para el abastecimiento. Este principio da, a su vez, prioridad al abastecimiento sobre los riegos, ya que el primero dedica el agua a usos primarios directos, mientras que los riegos la destinan a producir alimentos que, en caso de escasez de dotación, podrían importarse.

Las limitaciones pueden ser aún más exigentes cuando hay obras comunes, como puede ser el aprovechamiento hidroeléctrico de una presa de regulación para riegos u otros usos; el desagüe de la central en este caso estará supeditado al régimen requerido para la regulación de los usos prioritarios que, como se verá en el capítulo 2, tienen una demanda muy diferente de la energética; asimismo, en esta situación la central puede verse afectada por una notable variación del nivel del embalse con la consiguiente reducción de la potencia disponible o, incluso, quedar temporalmente fuera de servicio como consecuencia de un excesivo descenso del embalse. A pesar de ello, la energía de este tipo de aprovechamientos es de interés puesto que sustituye la utilización de combustibles en las centrales térmicas.

11. COMPONENTES DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO

Según se ha mencionado, los aprovechamientos o saltos hidroeléctricos están integrados por un conjunto de obras e instalaciones que permiten crear el desnivel y derivar el caudal utilizado, dotadas con los equipos necesarios para el control y la

transformación de la energía hidráulica natural en energía eléctrica y para el transporte de esta última hasta los centros de consumo. Estos elementos, enumerados en forma sucinta en el sentido de la corriente, son:

- **Presa**, que es la estructura que eleva el nivel de agua en el río para crear un desnivel y para facilitar el control y la derivación del caudal utilizado. Las presas pueden ser de derivación, en las que el nivel del embalse permanece constante, o de regulación, en las que el del embalse varía para aumentar el caudal regulado o modular el caudal turbinado. En el presente texto no se analizan las presas, cuyo estudio puede consultarse en las publicaciones especializadas en la materia¹.
- **Toma**, que es la estructura que controla el caudal derivado y, mediante una transición hidráulicamente favorable, lo transmite desde el embalse hasta la conducción. Las tomas pueden estar integradas en la presa o estar situadas en una de las márgenes del embalse; usualmente están dotadas de medios de control del flujo, como compuertas y ataguías, y de dispositivos de protección como rejas y limpiarrejas para evitar la captación de elementos indeseados. Las tomas se analizan y describen en el capítulo 5.
- **Conducción**, que se encarga de transportar el caudal desde el embalse hasta la central; la conducción puede ser en régimen libre (canal), en cuyo caso la sección tiene una superficie libre a la presión atmosférica, o en presión, con la sección llena y sin superficie libre. En los capítulos 6 a 12 se analizan y describen los distintos tipos de conducción, así como los elementos auxiliares como cámaras de carga o chimeneas de equilibrio requeridos para una operación eficiente y segura. Además de la conducción principal puede haber otras (captaciones) afluentes a ella.
- **Central**, que es el edificio donde se centraliza (de ahí el nombre) la utilización del salto creado por la presa y la conducción. Las centrales pueden ser exteriores o subterráneas y estar situadas al pie de la presa o alejadas de ella. En los capítulos 19 a 22 se describen los tipos de centrales más usuales.
- **Equipo electromecánico de generación**, integrado básicamente por uno o varios grupos turbina-alternador donde se realiza la transformación de la energía hidráulica en energía primero mecánica y luego eléctrica, el regulador que controla el caudal turbinado, y los sistemas auxiliares y equipos de protección correspondientes; en los capítulos 13 a 18 se describen estos equipos en relación con el dimensionamiento de la obra civil de la central.

¹ Son muy abundantes las publicaciones técnicas sobre presas, tanto en castellano como en otros idiomas. En España citaremos, los Apuntes de Presas (7 tomos) de Alfonso Álvarez y el Tratado Básico de Presas de Eugenio Vallarino, este último en su cuarta edición en esta colección SEINOR del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

- **Subestación y línea eléctrica**, que son los equipos e instalaciones que se encargan de la protección frente a las perturbaciones eléctricas externas y del transporte de la energía generada hasta los centros de consumo; en el presente texto no se incluye la descripción o análisis de estos equipos, ya que se trata de instalaciones de carácter eléctrico que, con excepción del área que ocupan, tienen escasa influencia sobre la obra civil.

12. DEFINICIONES BÁSICAS

El caudal utilizado por una planta hidroeléctrica con regulación cambia a lo largo del día para ajustarlo a la demanda del sistema; asimismo, el salto utilizado por las turbinas varía porque oscila el nivel del agua en la toma y en la descarga y varía la p.d.c. en la conducción en función del caudal turbinado y, paralelamente, la capacidad de turbinación y generación cambia en función del salto disponible. En consecuencia, el caudal turbinado en cada momento varía, no ya porque lo hace el caudal fluyente, sino porque el equipamiento y el tipo de operación de la planta imponen limitaciones al caudal utilizado o lo varían para ajustar la generación a la demanda del sistema. En este sentido se debe resaltar que una de las características más valiosas de los aprovechamientos hidroeléctricos con regulación es su flexibilidad o capacidad para modificar el caudal turbinado en forma prácticamente instantánea, o para arrancar y poner en carga el grupo turbogenerador en un tiempo muy reducido; por ello, el caudal turbinado en este tipo de saltos puede tener unas variaciones considerables, no siendo infrecuentes los casos en los que los grupos turbogeneradores tienen varias paradas y arranques a lo largo del día. Contrariamente, los esquemas con presas de derivación carecen de esta flexibilidad, por lo que operan con un salto bruto constante turbinando el caudal fluyente, cuya variación con el tiempo suele ser suave.

En consecuencia, en un aprovechamiento hidroeléctrico, especialmente si es de regulación, hay que diferenciar varios conceptos referentes al salto utilizable, al caudal y a la potencia; los principales son:

- **Salto bruto**, que es la diferencia de cotas entre el nivel del agua en la toma y en la descarga.
- **Salto neto**, igual a la diferencia entre el salto bruto y la p.d.c. en la toma y conducción. Dentro de esta categoría conviene diferenciar los siguientes tipos de salto neto:
 - **Salto neto máximo**, que es el correspondiente al nivel máximo normal de embalse y al nivel en la descarga con una turbina en operación.

- **Salto neto mínimo**, que es el correspondiente al nivel mínimo de operación del embalse y al nivel en la descarga con todos los grupos en operación, pero sin vertidos adicionales por el aliviadero o los desagües de la presa.
- **Salto neto medio ponderado**, que es el salto neto que produciría la misma cantidad de energía que la serie de saltos netos variables realmente utilizados. Este salto se deduce mediante un estudio de operación del proyecto y, en consecuencia, depende del tipo de operación previsto.
- **Salto de diseño o nominal (H_N)**, que es el salto neto para el que se diseña la turbina y con el que se consigue el punto de máxima eficiencia en la turbina. Este salto debe estar próximo al salto neto medio ponderado.
- **Salto crítico («rated head», H_R)**, que es el salto para el cual la capacidad de la turbina equilibra la del alternador, es decir, que la potencia entregada por la turbina con una apertura total proporciona la capacidad nominal del alternador. La capacidad de producción con saltos inferiores está limitada por la turbina y con saltos superiores por el alternador.

En relación con el caudal se deben distinguir los siguientes conceptos:

- **Caudal nominal**, igual al caudal turbinado por un grupo operando con apertura total y el salto nominal.
- **Caudal máximo**, igual al caudal turbinado por un grupo operando con el salto crítico y una apertura total.
- **Capacidad de turbinación** de una turbina o de una central, que es el caudal máximo que se puede turbinar en uno o en todos los grupos de la central operando con un determinado salto.

Asimismo, en relación con la potencia cabe diferenciar los siguientes conceptos:

- **Potencia nominal** de la turbina, que es la potencia que entrega la turbina cuando opera con el salto nominal y una apertura total.
- **Potencia máxima** de la turbina, que es la potencia que entrega la turbina cuando opera con el salto crítico y una apertura total. En algunos casos, como por ejemplo en las referencias de los fabricantes, este concepto se suele aplicar al salto máximo en lugar de al crítico.
- **Potencia nominal (o de placa)** del alternador, que es la potencia de diseño del alternador. Se mide en kVA con relación a un determinado factor de potencia.
- **Potencia (o capacidad) instalada**, que es la potencia global de todos los alternadores instalados en la central.

13. OTRAS DEFINICIONES

Una central hidroeléctrica se caracteriza por las **horas de utilización** de la potencia instalada o, más brevemente, **utilización media**, que se puede definir como la **relación entre la energía media generada (kWh) y la potencia instalada (kW)**, y representa el número de horas al año que debería operar la central en forma continua con la capacidad instalada para obtener la energía anual media del aprovechamiento. **Un concepto similar es el factor de carga (α)** que es la relación entre la producción anual media y la que se obtendría operando en forma continua con la potencia instalada. En consecuencia:

$$H(\text{horas}) = \frac{E(\text{kWh})}{P(\text{kW})}, \quad \alpha = \frac{E(\text{kWh})}{8.760 \cdot P(\text{kW})} = \frac{H}{8.760}$$

Las centrales se pueden clasificar por su grado de utilización en centrales de base, semipunta o punta. Las centrales de base, con un funcionamiento continuo las 24 horas del día, pueden tener una utilización media entre 4.000 y 6.000 horas, mientras que las centrales de semipunta y punta tienen un funcionamiento intermitente, coincidiendo con las horas de mayor demanda y una utilización sensiblemente inferior a las primeras: entre 2.000 y 4.000 horas en el caso de las centrales de semipunta y menos de 2.000 en el caso de las centrales de punta; estas utilizations medias (2.000, 4.000 y 6.000) corresponden a factores de carga de 0,23, 0,46 y 0,68, respectivamente.

Por otra parte, en los estudios energéticos es conveniente conocer las equivalencias de tiempo y de energía; las más utilizadas son:

- Tiempo
 - 1 día = 86.400 s
 - 1 mes de 30 días = 720 horas = $2,592 \cdot 10^6$ s
 - 1 año de 365 días = 8.760 horas = $31,536 \cdot 10^6$ s
- Combustibles
 - 1 tep = 1.176,5 m³ de gas natural
- Energía
 - 1 kgm = 9,8 J = 2,34 calorías
 - 1 termia (Th) = 1 Mcal = 10^6 cal = $4,18 \cdot 10^6$ J = 4,18 MJ = 3,968 BTU

- 1 kWh = 3,6 MJ = 367.098 kgm = 0,86 Th = 3.410 BTU (British Thermal Unit)
- 1 GWh = 1.000 MWh = 10^6 kWh
- 1 TWh = 1.000 GWh = 10^9 kWh
- **Potencia**
 - 1 CV = 75 kgm/s = 736 W = 0,736 kW
 - 1 MW = 1.000 kW
 - 1 GW = 1.000 MW = 10^6 kW

Es de interés tener en cuenta que la generación de 1 kWh neto en una central térmica de vapor consume aproximadamente 2,4 Th, en una de ciclo combinado (capítulo 2) 2,2 Th y en una central con turbinas de gas 2,7 Th, y que la capacidad calorífica de un carbón de alta calidad es del orden de 6,4 Th/kg y la del fuelóleo de 10,0 Th/kg; en consecuencia, la generación de un kWh neto en una CT de vapor consume por término medio algo más de 0,4 kg de carbón o 0,22-0,25 kg de fuelóleo. Asimismo, es de notar por lo incongruente la equivalencia entre la energía eléctrica y la tep utilizada en las estadísticas energéticas, la cual se establece en 1 MWh = 0,26 tep si la energía procede de una central térmica convencional o nuclear y de 1 MWh = 0,086 tep si es energía hidroeléctrica.

14. LA ENERGÍA HIDROELÉCTRICA Y EL MEDIO AMBIENTE

La energía eléctrica es una energía limpia cuyo uso no ocasiona contaminación alguna. Por el contrario, la forma más extendida de generación de esta energía eléctrica utilizando combustibles fósiles es una actividad altamente contaminante a causa de la emisión a la atmósfera de gases como el NO_x , SO_2 o CO_2 y partículas, así como por la contaminación térmica consecuencia de la emisión de calor. Este efecto contaminante es, como se sabe, el principal responsable de fenómenos como la lluvia ácida o el efecto invernadero que ocasionan un acusado deterioro de las condiciones ambientales y están en el origen de los eventuales cambios climáticos que se teme puedan producirse en un futuro a no muy largo plazo.

Cada GWh generado en una central térmica convencional desprende a la atmósfera unas 500 t de CO_2 , lo que sin duda es uno de los principales problemas medioambientales en la actualidad; en este sentido merece la pena señalar que la neutralización por medios naturales (es decir, mediante la fotosíntesis) de las emisiones de CO_2 de una CT de vapor de 500 MW necesitaría una superficie de bosque de 2.500

km² (Fulkerson, 1990). Asimismo, la utilización de los combustibles fósiles es responsable de más del 80 % del SO₂ y de la mayor parte del NO_x emitidos a la atmósfera por la actividad humana, óxidos que al mezclarse con el agua se transforman en ácidos originando el fenómeno conocido como lluvia ácida. Estas emisiones, especialmente las primeras, son producidas en gran medida por la generación de energía eléctrica en las centrales térmicas, con una mayor incidencia de las que utilizan carbón como combustible. La energía de origen nuclear no tiene estos efectos negativos, pero como contrapartida, constituye una actividad que despierta una oposición muy fuerte por parte de los ciudadanos y, adicionalmente, genera unos residuos radioactivos de tratamiento muy complicado y costoso.

Contrariamente, la generación de energía eléctrica utilizando recursos renovables como el Sol, el viento o el agua, carece de efectos contaminantes y ofrece la ventaja adicional de no consumir recursos de carácter limitado, como son los combustibles fósiles. Asimismo, tampoco ocasiona contaminación térmica sino que, por el contrario, evita que la energía natural recuperada y transformada en energía eléctrica se disipe en forma de calor a la atmósfera. No obstante, la generación de energía eléctrica a partir de los recursos energéticos renovables tiene también efectos medioambientales de consideración, como son: la modificación del entorno natural, el impacto visual, la contaminación acústica, el efecto de las líneas de transmisión, etc.

Entre las energías renovables destaca por su cuantía y calidad la energía de origen hidráulico, que en la actualidad proporciona algo más de la quinta parte de la energía eléctrica consumida en el mundo; según se ha mencionado, la generación hidroeléctrica es una actividad limpia, es decir, no contaminante, pero los aprovechamientos hidroeléctricos necesarios para conseguir la transformación de la energía hidráulica natural en energía eléctrica causan un efecto medioambiental significativo como consecuencia de la discontinuidad artificial introducida con la creación de embalses o la derivación del caudal de agua fuera del cauce natural. Este efecto sobre el medio ambiente natural debe ser evaluado cuidadosamente con la finalidad de desarrollar las medidas que potencien sus efectos positivos y minimicen los negativos.

BIBLIOGRAFÍA

- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, 1989.
- Brown, J. G., Hydro-Electric Engineering Practice, 1964.
- Compagnie National du Rhône, Development Programme, 1981.

- Compañía Sevillana de Electricidad, Central del Tajo de la Encantada.
- ENHER, Salto de Pont de Suert.
- Fedriani, L., Baron, M., Obras de tierra del salto de Castrejón, Revista de Obras Públicas, Agosto, 1967.
- Fraile, J., Introducción a las instalaciones eléctricas, 1996.
- Fulkerson, W., et al., Energía de combustibles fósiles, Investigación y Ciencia (Scientific American), Noviembre, 1990.
- García de la Infanta, J. M., Primeros pasos de la luz eléctrica en Madrid, 1986.
- García Díaz, R., Sistema Internacional de unidades, 1984.
- Ginocchio, R., L'Energie Hydraulique, 1978.
- Gómez Navarro, J. L., Saltos de Agua y Presas de Embalse, 1964
- IBERDROLA, Salto de Santa María de Agavanzal.
- Ilyinykh, I. I., Hydroelectric Stations, 1985.
- Mosonyi, E., Water Power Development, Low Head Power Plants, 1987.
- UNESA, Centrales eléctricas.
- Unión-FENOSA, Salto de Albarellos.
- U. S. Corps of Engineers, Hydropower, 1985.
- Vallarino, E., Obras Hidráulicas, 1998.
- Warnick, C. C., Hydropower Engineering, 1984.
- Zipparro, V. J., Hasen, H., editores, Davi's Handbook of Applied Hydraulics, 1993.

Mercado eléctrico

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

La electricidad tiene dos peculiaridades insólitas en un mercado industrial:

- la generación (oferta) ha de proporcionar, sin demora ni reducción alguna, la potencia que pide el consumidor (demanda); el usuario conectado a la red tiene el derecho de disponer de la potencia eléctrica contratada en el momento y durante el tiempo que lo solicite y con un nivel de calidad muy estricto,
- la energía eléctrica no se almacena, al menos en forma práctica y proporcionada a la demanda.

Estas peculiaridades dan lugar a una consecuencia: la energía eléctrica ha de producirse en el mismo momento en que se está consumiendo, y con la potencia y calidad exigidas. Por otra parte, la energía eléctrica es un servicio público, por lo que las empresas eléctricas deben suministrar toda la energía demandada, aún en el caso de que parte de este suministro resulte antieconómico. Asimismo, este suministro debe tener un estricto control de calidad en lo que se refiere a:

- la continuidad (evitando «apagones»),
- el voltaje, que debe de mantenerse entre un $\pm 3 \%$ de la tensión nominal.
- la frecuencia, que no debe desviarse en más de un 1% de la frecuencia nominal (50 Hz en Europa y el Cono Sur de América, 60 Hz en el resto de América).

Por estas razones, las empresas eléctricas han de acomodar su parque de generación y distribución a la demanda de energía previsible a corto, medio y largo plazo y tener suficiente reserva de utilización inmediata o casi inmediata para cubrir el disparo del mayor grupo del sistema (1.000 MW en el caso de un grupo nuclear) o las posibles desviaciones de la demanda energética real con relación a la demanda prevista.

Por otra parte, dado que los proyectos energéticos requieren grandes inversiones y un plazo de ejecución relativamente largo, las empresas eléctricas precisan realizar una programación a medio y largo plazo (usualmente 5, 10 y 20 años) previniendo la variación de la demanda y la evolución del coste de los combustibles, y definiendo las instalaciones que es necesario poner en servicio para satisfacer la demanda prevista con una reserva de capacidad adecuada.

La situación de los autoproductores es diferente, puesto que no están obligados a satisfacer una demanda cuyo servicio les resulte antieconómico. En este caso, así como en el de los promotores privados o concesionarios de contratos tipo BOT («Build, Operate and Transfer») que venden a una empresa distribuidora, el suministro se ajusta a los términos de un contrato en que se define las condiciones de disponibilidad, garantía y calidad que debe satisfacer la potencia y la energía suministrada.

2. CURVAS DE CARGA

2.1. Introducción

La demanda de un mercado eléctrico queda caracterizada por las curvas que relacionan la potencia total demandada por el sistema con el tiempo. Estas curvas de carga son de varios tipos, según sea el período considerado y la forma de representar la potencia; las curvas más representativas son:

- las *curvas de carga diaria* que representan la potencia media consumida cada una de las 24 horas de un día,
- las *curvas de potencias clasificadas* (curvas monótonas o de duración general) que representan las potencias de un determinado período (usualmente un mes o un año) clasificadas en orden descendente.

2.2. Curvas de carga diarias

Las curvas de carga diaria reflejan la variación de la demanda a lo largo del día y, en consecuencia, dependen de:

- el día de la semana que representan, especialmente si es día laborable o festivo o fin de semana,
- la estación del año (horas de luz natural, climatología, períodos vacacionales, etc.),
- la meteorología específica del día (frío muy intenso o temperatura suave),
- la importancia relativa de los sectores industrial, comercial y doméstico en el mercado de la energía eléctrica,
- las incidencias particulares del día en cuestión (huelgas, retransmisiones de espectáculos o eventos con gran audiencia, etc.).

Por todo ello, la forma de las curvas es muy variada aunque, en general, presentan una zona de bajo consumo durante la noche (horas de *valle* entre las 0 y las 7 u 8 horas), uno o dos máximos relativos durante el día (*puntas*), el primero cerca del mediodía y el segundo entre las 18 y 22 horas y zonas intermedias. En la figura 2.1 se presentan las curvas de carga diaria típicas de los días laborables y festivos de invierno y de verano de los años 1991 y 1992 del mercado español peninsular, en la figura 2.2 la de los días de mayor demanda de estos dos años y en la 2.3 la de todos los terceros miércoles de 1992 (estas figuras, así como algunas otras de las incluidas en este capítulo, están tomadas de los Informes sobre la Explotación del Sistema Eléctrico Nacional de la Secretaría General de la Energía y Recursos Minerales). Asimismo, en las figuras 2.4 y 2.5 se detallan los distintos tipos de energía utilizados para satisfacer la demanda de los días de mayor consumo en 1992 y 1993 y en la 2.6 la evolución de la demanda diaria a lo largo del año 1992.

Según se puede apreciar, las curvas de carga diaria muestran una acusada variación de la demanda instantánea máxima pero conservando la forma; por ello, en estas curvas cabe distinguir tres bandas horizontales características:

- inferior o *base* con una utilización continua y que ocupa el 55-65 % de la demanda máxima y el 70-80 % de la energía diaria,
- intermedia o *semipunta* con una utilización entre 10-12 y 24 horas, que ocupa aproximadamente el 25-35 % de la demanda máxima y el 18-25 % del consumo diario. La utilización media de la potencia de esta zona es del orden de 16 horas/día,
- superior o *punta*, con una utilización inferior a 10-12 horas y que ocupa aproximadamente el 15-20 % de la demanda máxima y el 1-2 % de la energía diaria.

De acuerdo con lo anterior, la curva de carga quedaría dividida en las tres zonas que esquemáticamente quedan representadas en la figura 2.7.

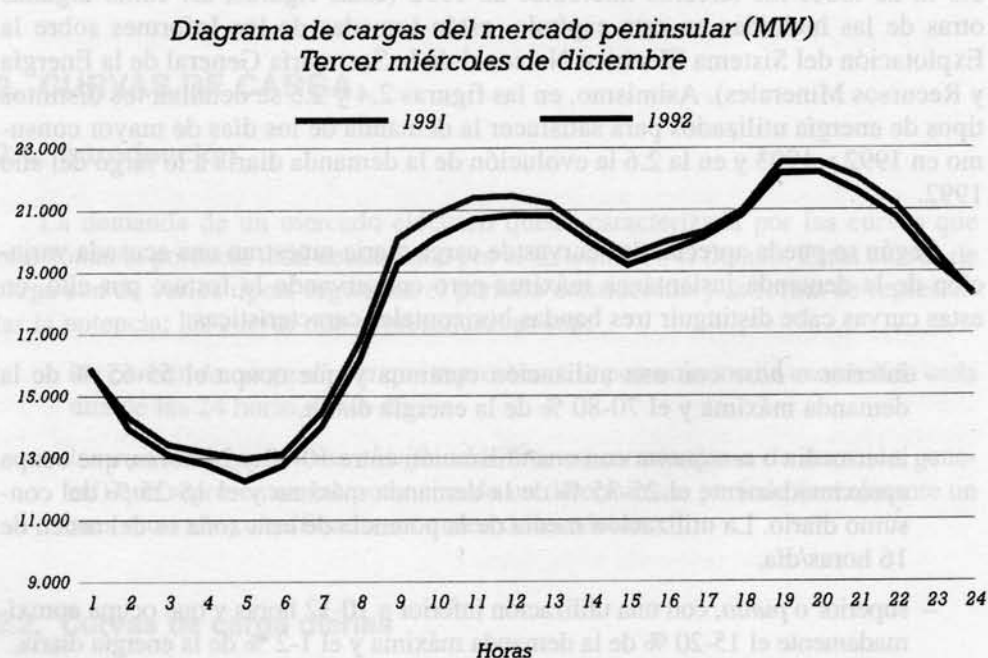
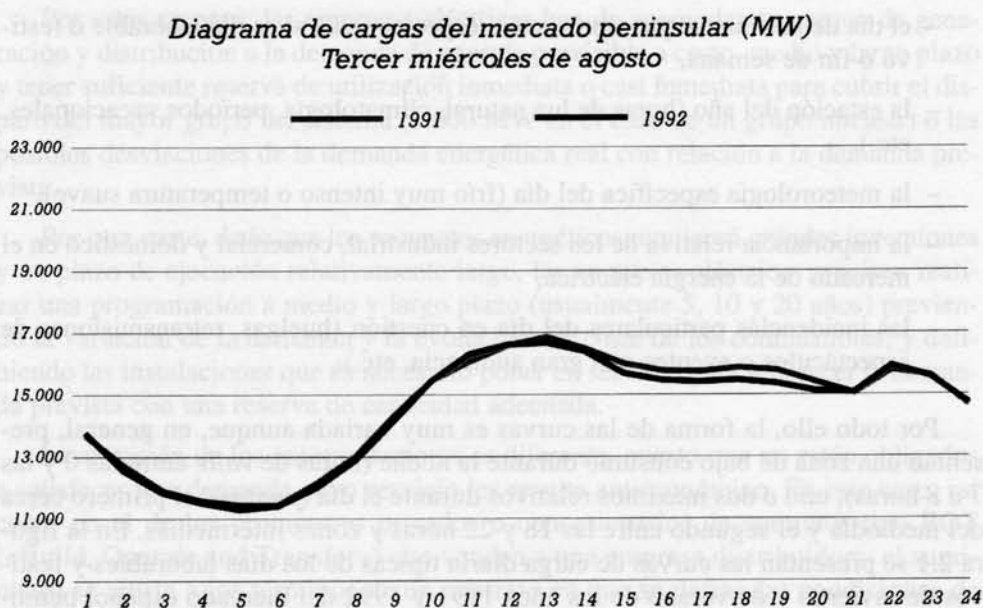


Fig. 2.1.

Curvas de carga típicas de invierno y de verano del mercado peninsular.

Diagrama de cargas del mercado peninsular (MW)
Tercer domingo de agosto

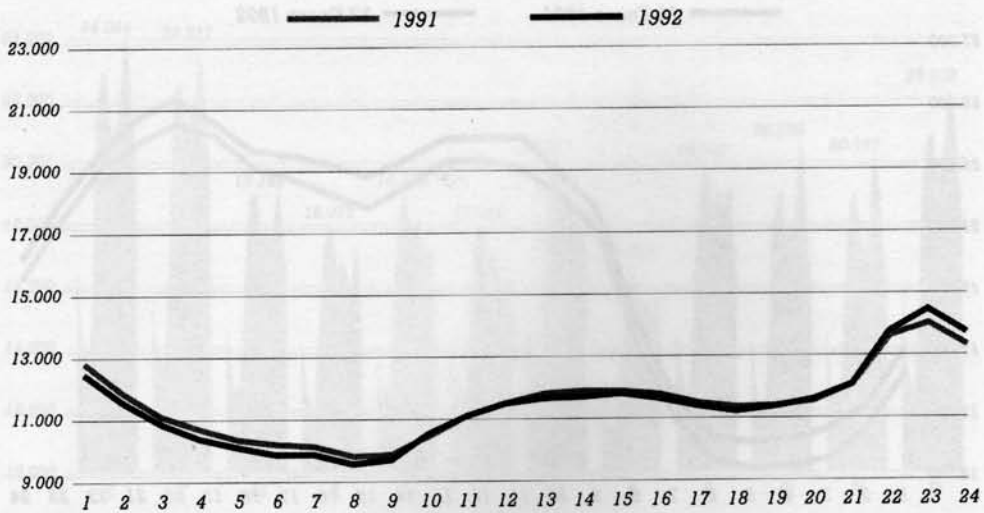


Diagrama de cargas del mercado peninsular (MW)
Tercer domingo de diciembre

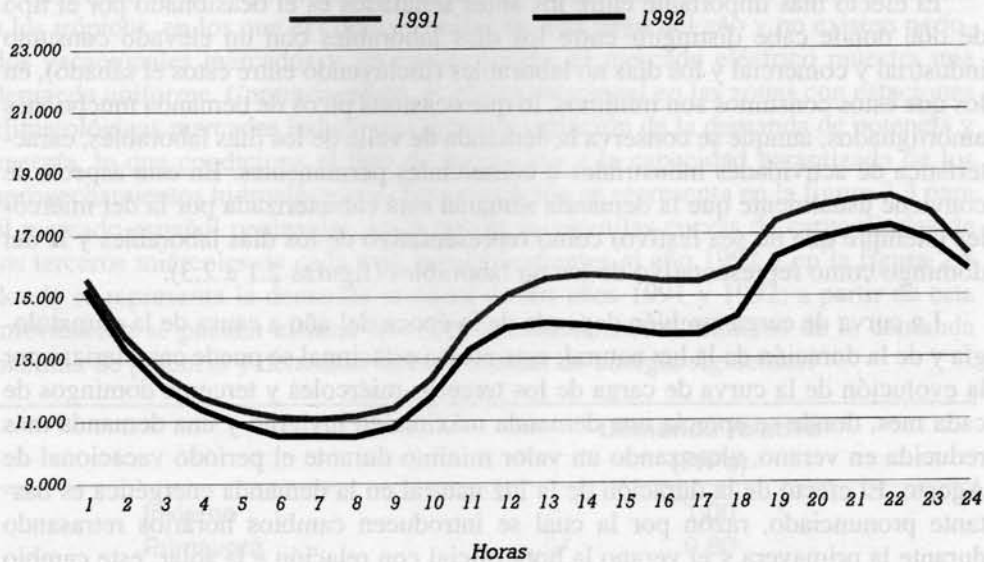


Fig. 2.1.

Curvas de carga típicas de invierno y de verano del mercado peninsular.

*Diagrama de cargas del mercado peninsular (MW)
Días de mayor demanda de energía*

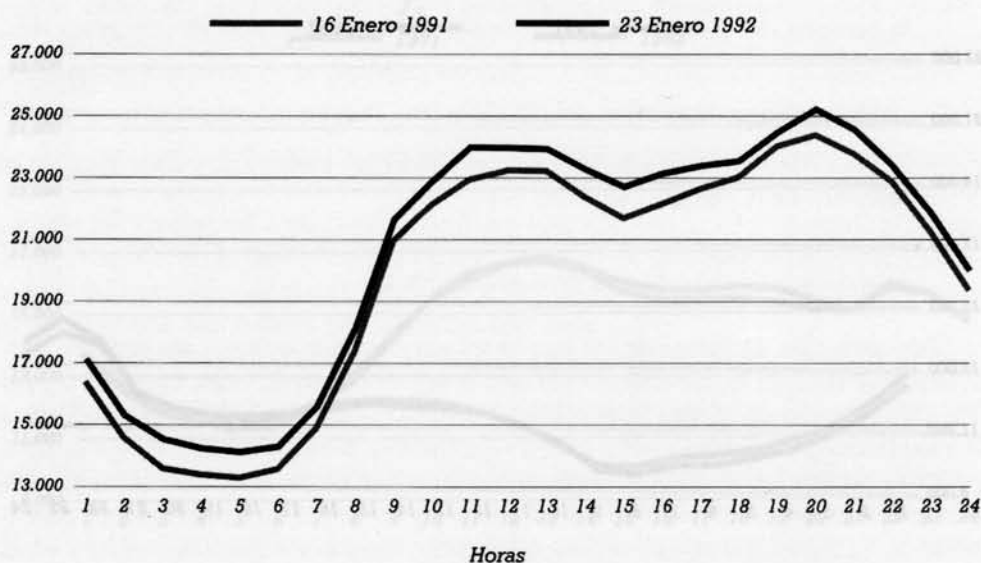
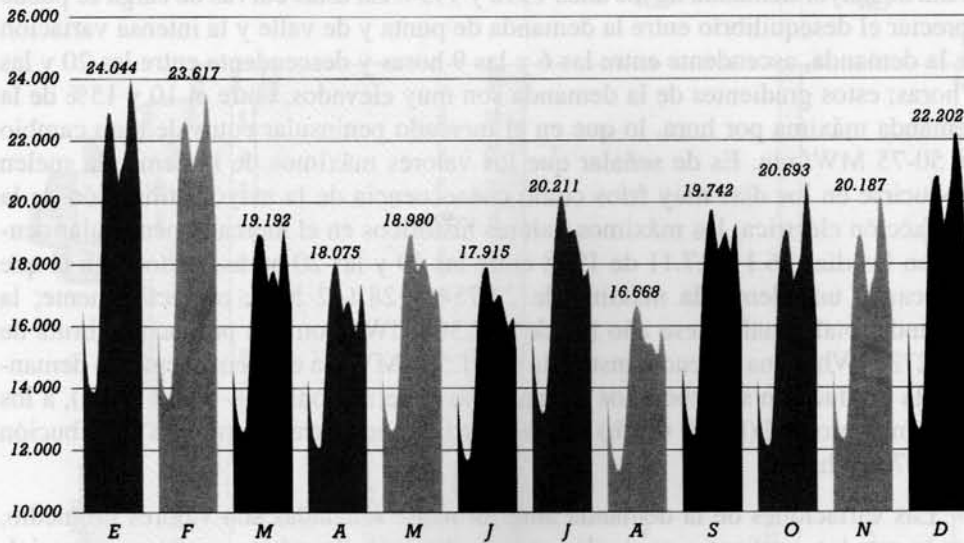


Fig. 2.2

Curvas de carga de los días de mayor demanda en 1991 y 1992.

El efecto más importante entre los antes señalados es el ocasionado por el tipo de día, donde cabe distinguir entre los días laborables con un elevado consumo industrial y comercial y los días no laborables (incluyendo entre éstos el sábado), en los que estos consumos son mínimos, lo que ocasiona picos de demanda mucho más amortiguados, aunque se conserva la demanda de valle de los días laborables, característica de actividades industriales o comerciales permanentes. En este aspecto se conviene usualmente que la demanda semanal está caracterizada por la del miércoles (siempre que no sea festivo) como representativo de los días laborables y la del domingo como representativo de los no laborables (figuras 2.1 a 2.3).

La curva de carga también depende de la época del año a causa de la climatología y de la duración de la luz natural; este efecto estacional se puede caracterizar por la evolución de la curva de carga de los terceros miércoles y terceros domingos de cada mes, donde se aprecia una demanda máxima en invierno y una demanda más reducida en verano, alcanzando un valor mínimo durante el período vacacional de Agosto. El efecto de la duración de la luz natural en la demanda energética es bastante pronunciado, razón por la cual se introducen cambios horarios retrasando durante la primavera y el verano la hora oficial con relación a la solar; este cambio permite aprovechar al máximo la iluminación solar con lo que se reduce el consumo energético y la magnitud de la punta vespertina.

Curvas de carga de los terceros miércoles de 1992 (MW)**Fig. 2.3***Curvas de carga de los terceros miércoles de 1992.*

El efecto de la estacionalidad es mucho menos acusado en los países próximos a los trópicos, en los que el clima es uniforme a lo largo del año y no existen períodos vacacionales marcados y, en consecuencia, el mercado eléctrico muestra una demanda uniforme. Contrariamente, el efecto estacional en las zonas con estaciones climatológicas marcadas induce una acusada variación de la demanda de potencia y energía, lo que condiciona el tipo de regulación y la capacidad garantizada de los aprovechamientos hidroeléctricos. Esta evolución se representa en la figura 2.3 para el mercado español peninsular, en la que se recogen las curvas de carga diarias de los terceros miércoles de cada mes correspondientes al año 1992 y en la figura 2.8 donde se representa la demanda semanal de los años 1991 y 1992; a partir de esta información se pueden estimar los valores característicos relativos de la demanda máxima de potencia y demanda media mensual de energía siguientes:

	Demanda relativa (P/Po)
Invierno	1,00
Primavera	0,80
Verano	0,78
Otoño	0,87

En las figuras 2.4 y 2.5 se representan los valores horarios de la producción en el día de mayor demanda de los años 1992 y 1994. En estas curvas de carga se puede apreciar el desequilibrio entre la demanda de punta y de valle y la intensa variación de la demanda, ascendente entre las 6 y las 9 horas y descendente entre las 20 y las 2 horas; estos gradientes de la demanda son muy elevados, entre el 10 y 15% de la demanda máxima por hora, lo que en el mercado peninsular equivale a un cambio de 50-75 MW/min. Es de señalar que los valores máximos de la demanda suelen producirse en los días muy fríos como consecuencia de la mayor utilización de la calefacción eléctrica; los máximos valores históricos en el mercado peninsular ocurrieron los días 26.1 y 17.11 de 1998 entre las 19 y las 20 horas, período en el que se alcanzó una demanda máxima de 27.754 y 28.142 MW, respectivamente; la demanda total anual en ese año fué de 172.368 GWh con una producción bruta de 195.278 GWh y una potencia instalada de 51.534 MW (la diferencia entre la demanda y la producción se debe a los intercambios internacionales (-3.402 GWh), a los consumos propios (8.319 GWh) y a las pérdidas en el transporte y la distribución (15.407 GWh).

Las variaciones de la demanda anteriormente señaladas son valores promedio, por lo que los gradientes puntuales son mucho más elevados y erráticos, especialmente durante las horas de mayor demanda, entre las 8 y las 24 horas, en donde se pueden producir cambios casi instantáneos en cualquier sentido de hasta un 10% de la demanda máxima. Como ejemplo se puede mencionar la variación de la demanda en el mercado eléctrico británico inducida por la retransmisión por TV de un espectáculo de gran audiencia, a cuyo final se produjo un aumento brusco de 2.600 MW en la demanda de energía eléctrica (Lowen, 1990).

2.3. Curvas monótonas

Las curvas de potencias clasificadas o monótonas anuales caracterizan la demanda de un mercado eléctrico a lo largo del año; estas curvas son representativas de las características del mercado eléctrico y, puestas en forma adimensional dividiendo por la demanda máxima del año, tienen una variación muy pequeña de un año a otro, razón por la que en los estudios de planificación suelen considerarse como invariantes.

En la figura 2.6 se representa la variación de la demanda diaria durante 1992 y en la figuras 2.9 las curvas monótonas del mercado peninsular en los años 1991 y 1992, en las que se pueden distinguir cuatro zonas principales:

- *superpunta*, con una utilización inferior al 2 % del tiempo (175 horas/año),
- *punta* con una utilización entre el 2 y el 10% del tiempo (entre 175 y 876 horas/año),

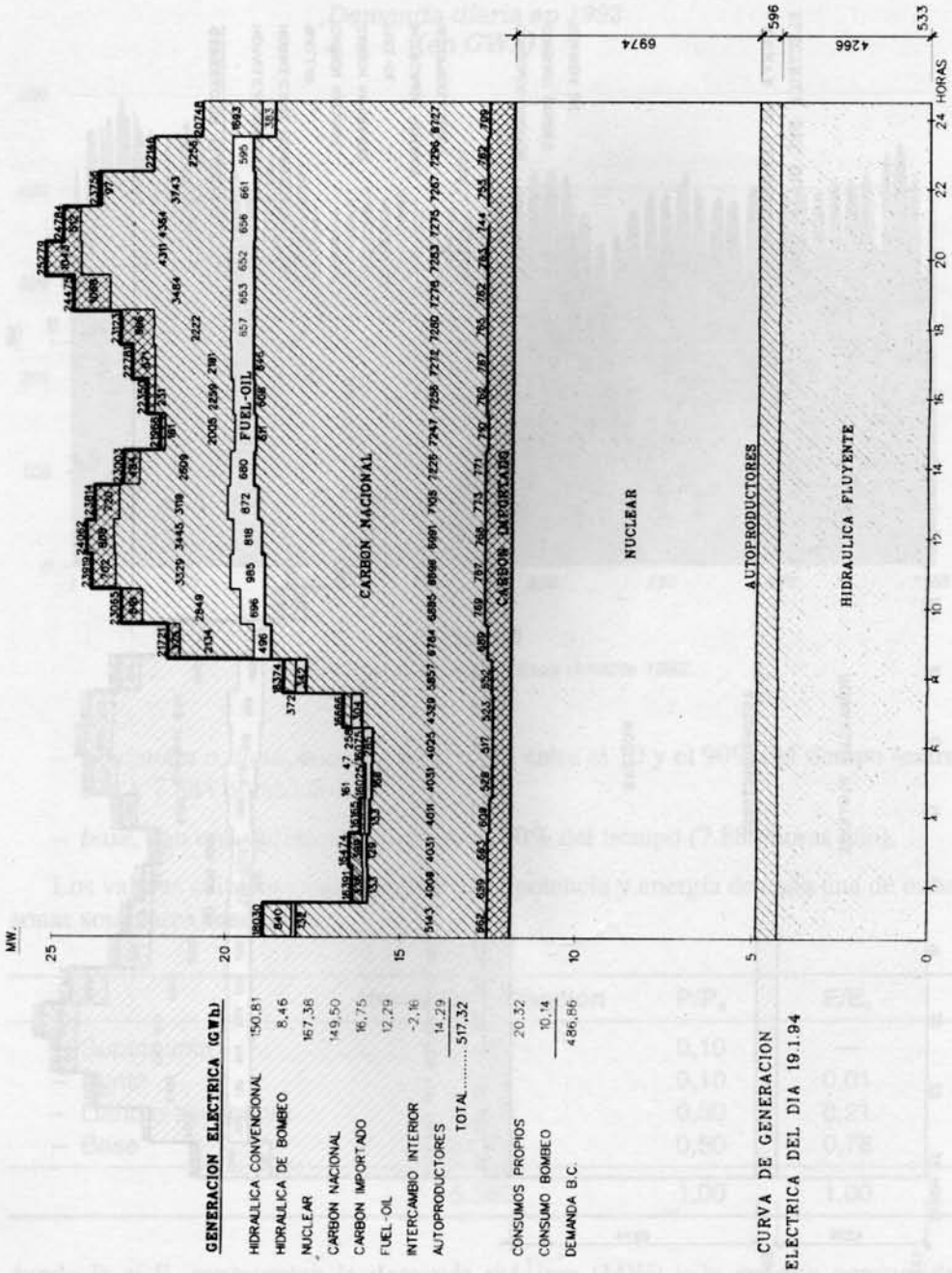
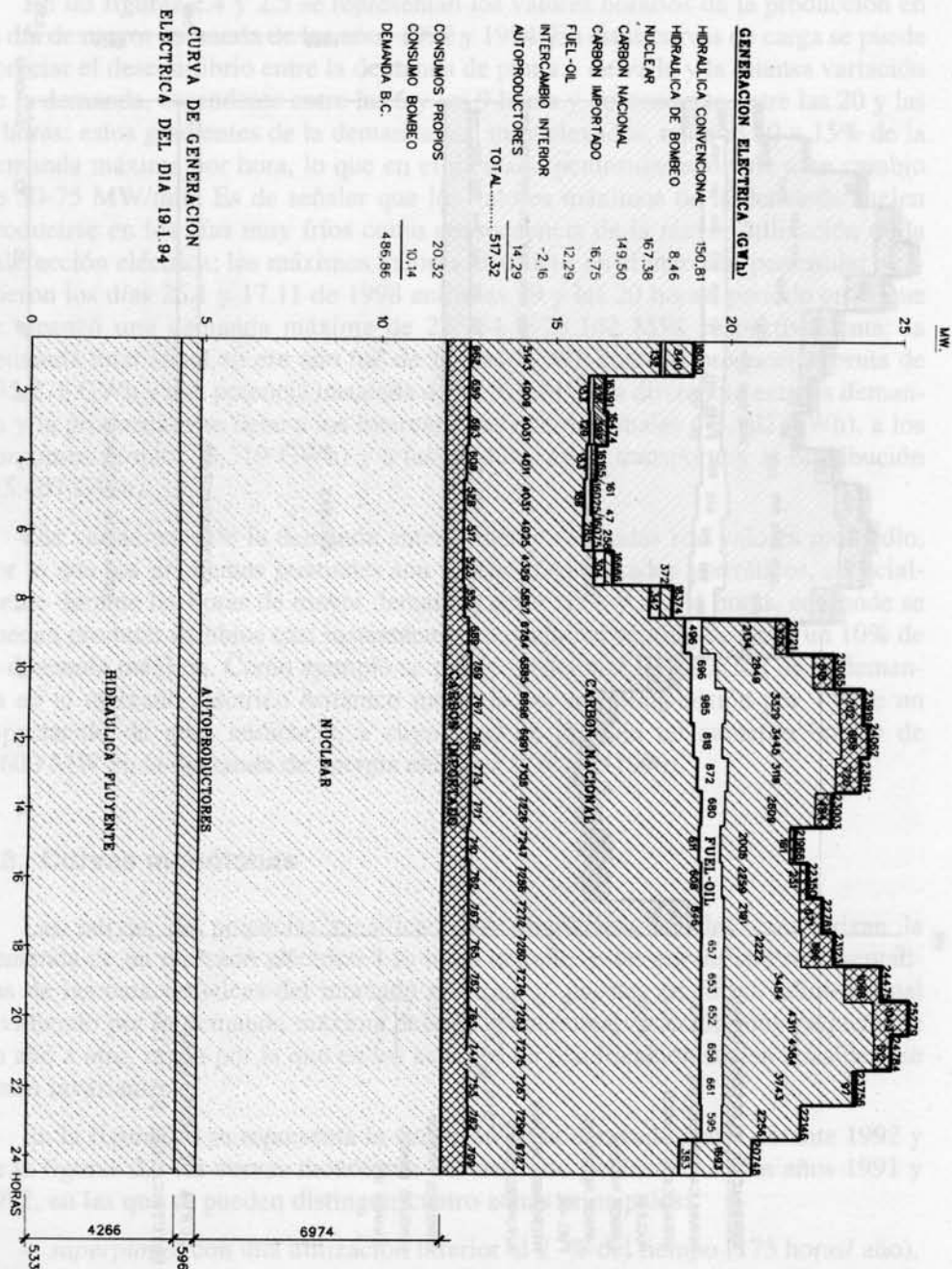


Fig. 2.4

Curva de carga del 23.1.92



*Demanda diaria en 1992
(en GWh)*

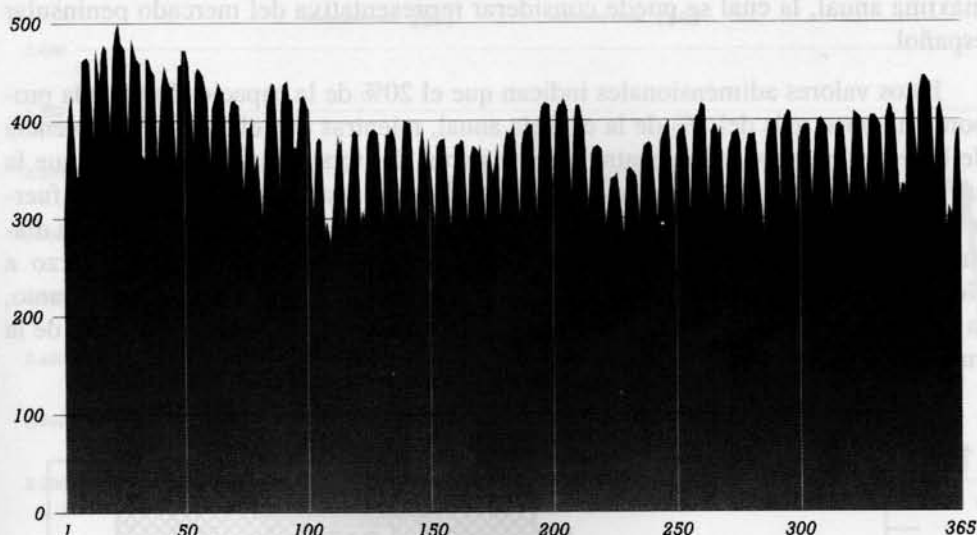


Fig. 2.6

Evolución de la demanda diaria durante 1992.

- *semipunta o llano*, con una utilización entre el 10 y el 90% del tiempo (entre 876 y 7.884 horas/año),
- *base*, con una utilización superior al 90% del tiempo (7.884 horas año).

Los valores adimensionales típicos de la potencia y energía de cada una de estas zonas son, aproximadamente:

	Horas de Utilización	P/P _o	E/E _o
– Superpunta	80	0,10	—
– Punta	500	0,10	0,01
– Llano o semipunta	3.900	0,30	0,21
– Base	8.600	0,50	0,78
	5.580	1,00	1,00

donde P_o y E_o representan la demanda máxima (MW) y la energía consumida (GWh) durante el año (como referencia cabe señalar que la demanda máxima en España en 1.998 fué de 28.142 MW, el consumo neto 172.380 GWh y la produc-

ción total 195.340 GWh). En la figura 2.10 se representa en forma esquemática la curva monótona adimensional obtenida dividiendo la demanda horaria por la máxima anual, la cual se puede considerar representativa del mercado peninsular español.

Estos valores adimensionales indican que el 20% de la capacidad utilizada proporciona poco más del 1% de la energía anual, mientras que el 50% de la potencia de base genera más de las cuatro quintas partes del total anual. Es de notar que la energía calificada como llano en la curva monótona anual en los mercados con fuerte variación estacional engloba en realidad energía de punta de la curva de carga diaria, puesto que la demanda máxima durante el período no crítico de Marzo a Noviembre es igual o inferior al 80% de la demanda anual máxima y, por lo tanto, la punta durante estos meses queda englobada en la zona de llano o semipunta de la curva monótona anual.

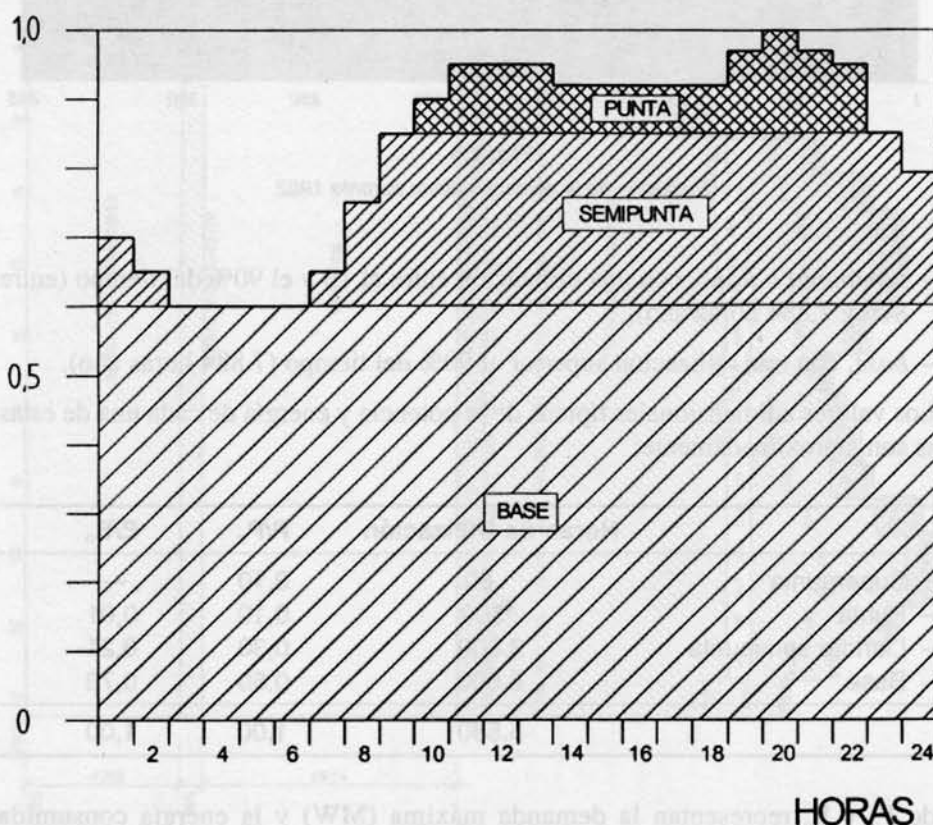
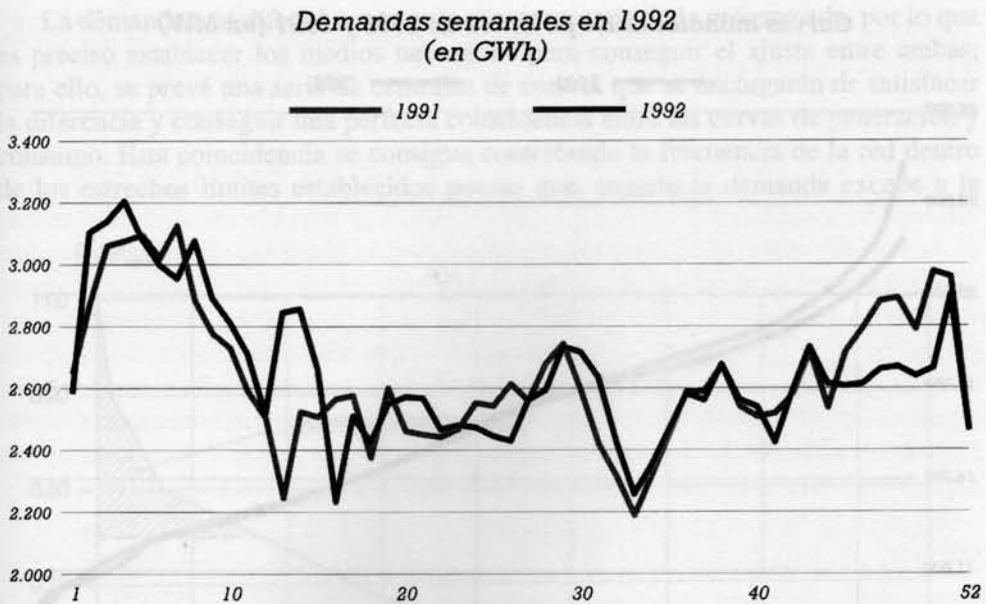


Fig. 2.7

Curva de carga diaria adimensional.

**Fig. 2.8***Evolución de la demanda semanal en 1991 y 1992.*

3. PRODUCCIÓN Y CONSUMO DE ENERGÍA ELÉCTRICA

La operación de un sistema eléctrico debe estar dirigida a suministrar la potencia requerida en cada momento, para lo que el parque de generación debe estar preparado para proporcionarla y adaptarse a las rápidas variaciones de la demanda instantánea, es decir, debe ser capaz de seguir con la generación la curva de consumo, ajustando en forma instantánea la producción a la demanda. Para satisfacer estas condiciones las empresas eléctricas actúan de varias formas:

- estimando la curva de carga a medio y a largo plazo a partir de extrapolaciones de la tendencia del pasado inmediato, de encuestas entre los usuarios o de estimaciones de la evolución de la renta (cuya magnitud guarda una estrecha relación con el consumo eléctrico); con este conocimiento previo se planifican las fechas de entrada en operación de las centrales que se prevé pueden requerirse para servir el crecimiento de la demanda,
- tratando de corregir la demanda para reducir su variabilidad. Esto se logra con una ampliación del mercado (a mayor extensión hay mayor diversificación y compensación estadística), primando el consumo durante las horas de valle o penalizándolo durante las de punta, o absorbiendo el exceso de oferta durante las horas de valle mediante el bombeo en las instalaciones reversibles; el

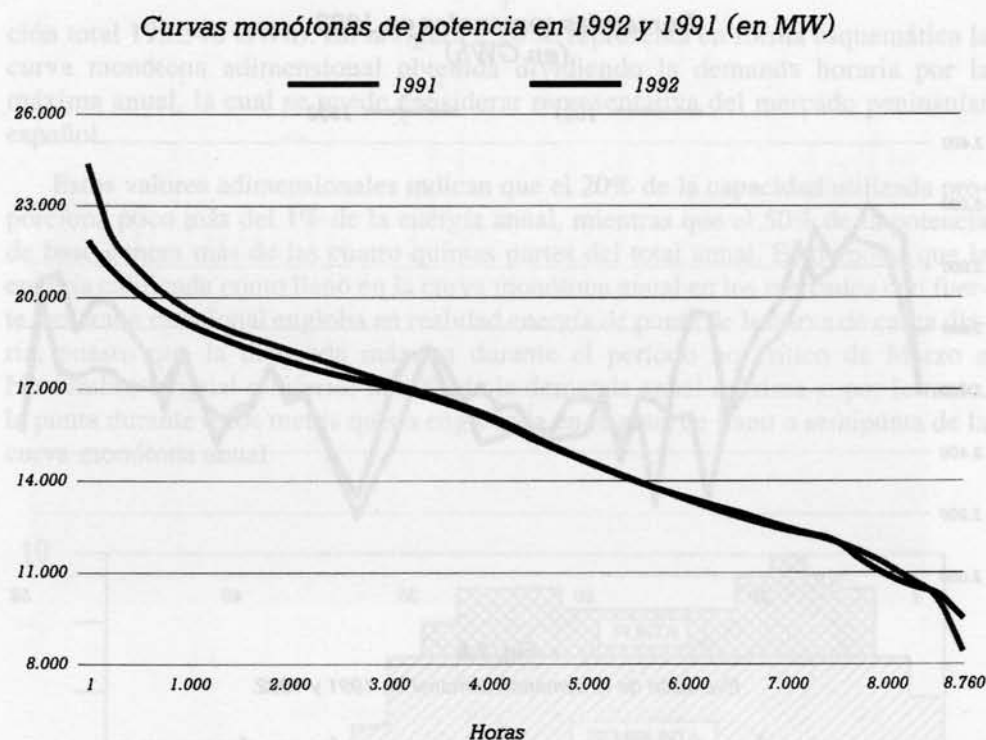


Fig. 2.9

Curvas monótonas de 1991 y 1992.

cambio horario entre el verano y el invierno es también una medida correctora de la demanda energética que trata de reducir la magnitud de las puntas de la demanda diaria,

- estimando la curva de carga a corto plazo sobre la base de las previsible circunstancias del momento y disponiendo un programa de operación de las centrales disponibles para servir la curva prevista,
- disponiendo una serie de centrales de control que puedan tomar o dejar carga en forma instantánea para ajustar la generación prevista a la demanda real.

En consecuencia, el ajuste en tiempo y magnitud de la generación de energía eléctrica a la demanda real se efectúa mediante la programación a corto plazo y mediante la modificación de la producción para igualarla a la demanda. La programación a corto plazo (mensual, semanal y diaria) tiene como objetivo definir las curvas de carga previsible y, teniendo en cuenta la disponibilidad y coste de operación de las centrales térmicas y la escurrentía previsible y la situación de los embalses de uso hidroeléctrico, establecer la operación de las centrales que deben de satisfacer la demanda.

La demanda real diferirá en un pequeño porcentaje de la programada, por lo que es preciso establecer los medios necesarios para conseguir el ajuste entre ambas; para ello, se prevé una serie de centrales de control que se encargarán de satisfacer la diferencia y conseguir una perfecta coincidencia entre las curvas de generación y consumo. Esta coincidencia se consigue controlando la frecuencia de la red dentro de los estrechos límites establecidos puesto que, cuando la demanda excede a la

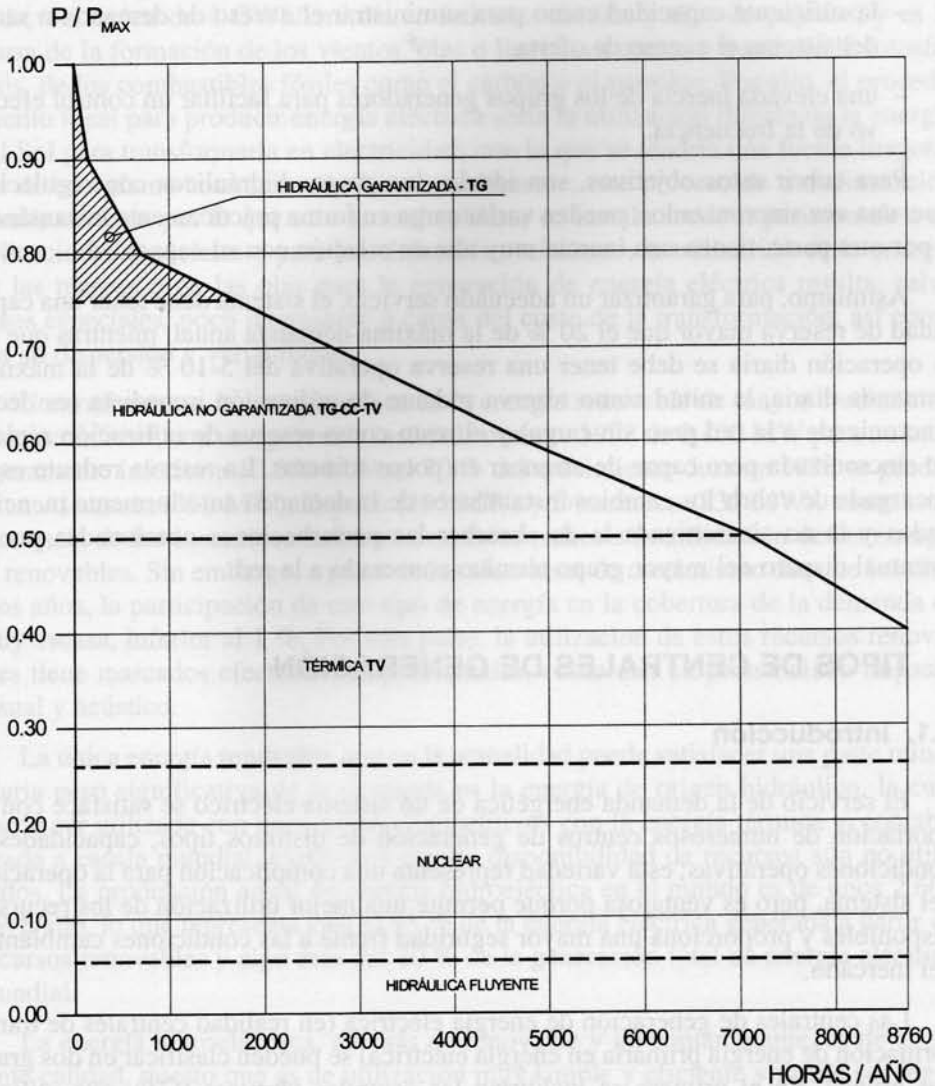


Fig. 2.10

Curva monótona esquematizada (adimensional).

generación baja la frecuencia y, en consecuencia, la velocidad de giro de todos los grupos rotantes (motores y generadores) conectados a la red y, cuando la generación excede a la demanda sucede lo contrario. Las centrales que se encarguen de esta misión deben tener:

- una gran flexibilidad para tomar o dejar carga con la rapidez necesaria para seguir con precisión los cambios de la demanda,
- la suficiente capacidad como para suministrar el exceso de demanda o sacar del sistema el exceso de oferta,
- una elevada inercia de los grupos generadores para facilitar un control efectivo de la frecuencia.

Para cubrir estos objetivos, son ideales los grupos hidráulicos con regulación que, una vez sincronizados, pueden variar carga en forma prácticamente instantánea, y por otra parte, tienen una inercia muy alta en relación con su capacidad.

Asimismo, para garantizar un adecuado servicio, el sistema debe tener una capacidad de reserva mayor que el 20 % de la máxima demanda anual, mientras que en la operación diaria se debe tener una reserva operativa del 5-10 % de la máxima demanda diaria, la mitad como reserva rodante de utilización inmediata (es decir, sincronizada a la red pero sin carga) y el resto como reserva de utilización rápida, no sincronizada pero capaz de arrancar en pocos minutos. La reserva rodante es la encargada de cubrir los cambios instantáneos de la demanda anteriormente mencionados y la no sincronizada la de absorber las perturbaciones ocasionadas por el eventual disparo del mayor grupo térmico conectado a la red.

4. TIPOS DE CENTRALES DE GENERACIÓN

4.1. Introducción

El servicio de la demanda energética de un sistema eléctrico se satisface con la aportación de numerosos centros de generación de distintos tipos, capacidades y condiciones operativas; esta variedad representa una complicación para la operación del sistema, pero es ventajosa porque permite una mejor utilización de los recursos disponibles y proporciona una mayor seguridad frente a las condiciones cambiantes del mercado.

Las centrales de generación de energía eléctrica (en realidad centrales de transformación de energía primaria en energía eléctrica) se pueden clasificar en dos grandes grupos. En el primero se incluirían las centrales térmicas (CT), que utilizan como fuente de energía recursos no renovables, como los combustibles fósiles (carbón o hidrocarburos) o energía de origen nuclear, mientras que en el segundo se

incluirían las centrales que utilizan como fuente energética recursos renovables, como la energía potencial de las corrientes de agua, la energía eólica o la energía solar.

Es de notar que la mayor parte de los recursos energéticos renovables (viento, olas o energía potencial del agua), así como los combustibles fósiles, tienen su origen en la energía recibida del Sol, que llega a la Tierra con una intensidad muy elevada, del orden de 4 GWh/km².día en latitudes medias y días despejados, y es la causa de la formación de los vientos, olas o lluvia, así como, a través de la fotosíntesis, de los combustibles fósiles como el carbón o el petróleo. Por ello, el procedimiento ideal para producir energía eléctrica sería la utilización directa de la energía del Sol para transformarla en electricidad, con lo que se tendría una fuente inagotable de energía no contaminante. Lamentablemente, este proceso de transformación resulta costoso, por lo que solo se suele utilizar en instalaciones experimentales, en aplicaciones especiales o para la calefacción; asimismo, la utilización de la energía de las mareas o de las olas para la generación de energía eléctrica resulta, salvo casos especiales, poco interesante a causa del coste de la transformación, así como por su dispersión y variabilidad.

Contrariamente, la energía eólica es la energía renovable de mayor crecimiento en la actualidad, con una potencia instalada durante 1998 de 2.100 MW para un total ligeramente inferior a 10.000 MW; el 70 % del crecimiento durante 1998 se produjo en Alemania (790 MW), España (395 MW) y Dinamarca (235 MW), como consecuencia de los incentivos existentes en estos países a la utilización de las energías renovables. Sin embargo, a pesar de las altas tasas de crecimiento durante los últimos años, la participación de este tipo de energía en la cobertura de la demanda es muy escasa, inferior al 1 %. Por otra parte, la utilización de estos recursos renovables tiene marcados efectos medioambientales, como son un pronunciado impacto visual y acústico.

La única energía renovable que en la actualidad puede satisfacer una parte minoritaria pero significativa de la demanda es la energía de origen hidráulico, la cual puede ser utilizada con unos costes competitivos con la energía térmica y, contabilizada a escala mundial, existe una amplia disponibilidad de recursos aún no utilizados. La producción anual de energía hidroeléctrica en el mundo es de unos 2.600 TWh/año, lo que representa casi el 95 % de la energía eléctrica generada a partir de recursos renovables y algo más del 20 % de la generación total de energía eléctrica mundial.

La energía hidroeléctrica, además de renovable y no contaminante, es de excelente calidad, puesto que es de utilización muy simple y eficiente y puede ser regulada con facilidad para ajustar la generación a la demanda. En realidad esta energía es, según se ha mencionado, de origen solar, pero no dispersa como la obtenida directamente del sol, sino concentrada, ya que la evaporación de los océanos se

transporta a tierra donde, después de convertirse en lluvia, se transforma en energía potencial en el curso de los ríos.

La utilización de la energía hidráulica está limitada por su disponibilidad física y por la distancia máxima a la que puede ser transportada (unos pocos miles de km sobre tierra firme) por lo que, en general, este tipo de energía solo suele proporcionar una parte reducida de la demanda total del mercado, entre el 10 y el 30 %, (el 22 % a nivel mundial), mientras que el resto debe ser generado con recursos no renovables que, por el momento, tienen una disponibilidad superior a la demanda y, salvo por el coste económico, no tienen limitaciones de transporte. El porcentaje de participación de la energía hidráulica en el total es mayor en aquellos países con recursos hidroeléctricos abundantes con relación a la población o a la demanda, como es el caso de Brasil, Costa Rica Honduras, Paraguay y Noruega, cuya tasa de participación es mayor que el 90 % y de Colombia, Ecuador, Panamá o Venezuela con tasas superiores al 60 %. La generación hidroeléctrica en España equivale aproximadamente a la sexta parte del consumo nacional total, en su mayor parte concentrada en el servicio de las puntas de la curva de carga.

En lo que sigue se describen someramente los distintos tipos de centrales térmicas e hidroeléctricas utilizados en la actualidad, así como su forma de operación en relación con el servicio de la curva de carga.

4.2. Centrales térmicas (CT)

Las CT se suelen clasificar por el tipo de instalación utilizada para transformar la energía primaria de los combustibles en energía eléctrica en centrales de vapor, de turbinas de gas o de motores de explosión (motores Diesel).

4.2.1 CT de vapor (CV)

Estas centrales disponen de una caldera donde se quema el combustible (carbón, fuelóleo o gas natural) para producir vapor de agua a presión con el que se acciona una turbina. El proceso tiene un rendimiento bajo, entre el 35 y el 40 %, por lo que para generar 1 kWh se precisan 2,2-2,4 termias, para lo que se necesita por término medio 0,22 kg de fuelóleo o 0,40 kg de carbón de alta calidad; en las grandes centrales modernas operando en condiciones idóneas se puede llegar a superar los rendimientos anteriormente mencionados, como por ejemplo en la central de Lippendorf en Alemania con dos grupos de 933 MW, en la que, según el suministrador se consigue un rendimiento a plena carga del 42,4 %. (ABB, Busse, 1998). Los grupos de vapor suelen tener una capacidad unitaria elevada, entre 300 y 600 MW y operan en forma continua durante períodos largos, porque las paradas y arranques pena-

lizan la vida útil y, a causa de la complejidad de sus sistemas operacionales y de la inercia térmica de las grandes masas de agua en la caldera, los arranques en frío duran varias horas y tienen un coste relativamente alto.

Las CT de vapor se revisan periódicamente, para lo que se prevén paradas programadas de unas 4 semanas/año, lo que unido a las paradas no programadas (por avería), da lugar a una disponibilidad media entre el 65 y el 85 % (USCE, 1985). El coste del combustible varía entre 15 y 35 US \$/MWh para el carbón y entre 25 y 40 US \$/MWh para el fuelóleo y los costes de instalación entre 1.200 y 1.600 US \$/kW neto en función del tipo de combustible y de la importancia de las medidas anticon-taminantes incorporadas; por otro lado, es de señalar que los consumos propios de la planta son del orden del 5 % de la potencia instalada, por lo que cada kW instalado proporciona 0,95 kW netos.

Las CV tienen una elevada inercia de funcionamiento, ya que, según se ha mencionado, necesitan varias horas para arrancar en frío; asimismo, su capacidad de variar la carga es limitada (alrededor de un punto porcentual por minuto) y no pueden operar por debajo de un *mínimo técnico* del orden del 40 % de la potencia nominal. Por otra parte, el rendimiento energético desciende sensiblemente con la operación a carga parcial, por lo que conviene que estos grupos funcionen durante períodos prolongados y cerca del punto de rendimiento óptimo.

Las centrales nucleares (CN) son similares a las centrales de vapor convencionales en las que se ha sustituido la caldera por un reactor nuclear donde se produce la fisión del uranio o plutonio, en lugar de la combustión de los combustibles fósiles utilizados en las calderas de las centrales convencionales. La eficiencia térmica de las CN es del orden del 33 %, bastante menor que la eficiencia de las CT de vapor convencionales, a causa de la menor presión y temperatura utilizadas en el proceso. Los grupos nucleares suelen tener una capacidad de 800-1.200 MW, un coste de instalación muy elevado (entre 2.000 y 4.000 US \$/kW dependiendo de las medidas de seguridad incorporadas y de las incidencias durante la construcción) y un coste de operación bajo, del orden de 10-15 US \$/MWh. En la actualidad existe una potencia instalada en CN de poco más de 350 GW, la mayor parte de los cuales fueron puestos en operación entre 1975 y 1990 (en este período de 15 años se aumentó la potencia instalada de 72 a 344 GW); el crecimiento posterior ha sido mucho más modesto, alcanzando solo un 5% en el período de cinco años que concluyó en 1995.

Estas plantas necesitan paradas programadas de unas 8 semanas/año para mantenimiento y recarga de combustible y tienen una indisponibilidad por averías del orden del 15 %, lo que da una disponibilidad media global entre el 65 y el 75 % (USCE, 1985). Como es bien conocido, este tipo de instalaciones conlleva una serie de graves problemas de seguridad por lo que, en el estado actual de la tecnología, casi han dejado de ser una alternativa válida a las CT convencionales.

4.2.2. Turbinas de gas (TG)

Una turbina de gas (TG) es básicamente un motor de propulsión alimentado con aire en presión y un carburante volátil que, tras su combustión, acciona directamente una turbina. En consecuencia, estas plantas carecen de caldera y expelen los gases de la combustión directamente a la atmósfera, por lo que son mucho más simples que las CT de vapor y, al mismo tiempo, tienen un rendimiento térmico del 30-35 %, sensiblemente más reducido. Las TG utilizan como combustible gas natural o de alto horno o combustibles líquidos volátiles procedentes de la destilación del petróleo; también pueden utilizar combustibles de peor calidad, pero a costa de un rendimiento más bajo y de un incremento en los costes de mantenimiento.

La tecnología aplicada a las TG ha mejorado sensiblemente en los últimos años, lo que ha permitido aumentar la temperatura y la presión de operación mejorando sensiblemente el rendimiento; una TG moderna, como por ejemplo la GTX100 de ABB con una potencia de 43 MW alcanza según el suministrador un rendimiento en condiciones ISO (nivel del mar, 15° C de temperatura ambiente y 60 % de humedad relativa) del 37 % (9.720 kJ/kWh) con gas natural y del 36,3 % (9.920 kJ/kWh) con diesel 2 (Nilsson, 1998). El rendimiento de las TG desciende sensiblemente al aumentar la elevación de la instalación (por ejemplo, el rendimiento a la cota 100,00 es un punto porcentual menor que al nivel del mar), con la temperatura ambiente (la potencia que puede generar una TG con una temperatura ambiente de 30° C es un 20 % menor que la que podría producir a 0° C (Warner, 1993) o con cargas inferiores al 30 % de la nominal.

El tamaño de los grupos oscila entre 10 y 200 MW y su período de fabricación y montaje es muy reducido (12-18 meses); el coste unitario de planta es asimismo pequeño, entre 400 y 600 US \$/kW dependiendo de la importancia de las obras de infraestructura y de las instalaciones de suministro y purificación de los combustibles consumidos por la instalación, mientras que el coste de operación es elevado, del orden de 70-80 US \$ MWh para los combustibles líquidos y bastante menos para el gas natural. Es de notar que el coste del gas natural es muy variable en función de su disponibilidad y posibilidad de usos alternativos aunque, en el caso del gas utilizado en las CT, el coste se establece mediante contratos a largo plazo entre la empresa suministradora y la empresa eléctrica. En cualquier caso, el precio medio del gas natural en la Unión Europea (con la excepción de Alemania) en 1998 osciló entre 2,00 y 2,30 PTA/Th (0,012-0,014 EUROS/Th, MINER, 1998), con lo que el coste del combustible necesario para generar 1 kWh en una TG estaría comprendido entre 5,4 y 6,0 PTA (32-44 EUROS/MWh). Por el contrario, el precio del gas es mucho menor en los países productores en los que no existe un mercado gasístico desarrollado y hay excedentes de producción; en este caso el precio del gas natural puede ser menor que la mitad del anteriormente citado para el mercado europeo; de hecho, en la actualidad se quema anualmente en las antorchas de las

explotaciones petrolíferas más de $100 \times 10^9 \text{ m}^3$ de gas natural (del orden de $90 \times 10^6 \text{ tep}$) a causa de la inexistencia de un mercado accesible o de medios de comercialización adecuados.

Por otra parte, es interesante señalar que las reservas de gas natural son del mismo orden que las reservas de petróleo, mientras que la producción es del orden del 60 %; por ejemplo, en 1995 la producción bruta de gas natural fué de $2.750 \times 10^9 \text{ m}^3$ con un porcentaje de utilización del 85 %, lo que equivale a $1,88 \times 10^9 \text{ tep}$, contra una producción de petróleo de $3,25 \times 10^9 \text{ tep}$ (CEDIGAZ, 1996).

Las TG tienen la capacidad de variar carga con rapidez y necesitan menos tiempo que las TV para un arranque en frío, (entre 15 y 20 minutos contra varias horas en el caso de las TV), por lo que están más indicadas para el servicio de la punta de la curva de carga o como reserva del sistema.

4.2.3. Ciclo combinado (CC)

El bajo rendimiento de las TG se debe a la elevada temperatura de los gases de la combustión expulsados a la atmósfera; por ello, el rendimiento de la instalación mejora sustancialmente instalando recuperadores de calor en la descarga de los gases y utilizando este calor residual para elevar la temperatura del agua en un grupo de vapor. En este concepto se basan las centrales de ciclo combinado (CC), que integran varias unidades de TG con un grupo de vapor cuya capacidad es del orden de la mitad de la capacidad global de las primeras. Esta combinación permite alcanzar rendimientos más elevados que en cualquier otro tipo de planta térmica, incluso superiores al 50 %, con unos costes de instalación relativamente bajos del orden de 700-1.000 US \$/kW neto y unos costes de operación menores que los de las TG.

4.2.4. Centrales Diesel

Este tipo de plantas tiene unos costes de instalación y operación elevados, por lo que solo se utiliza en zonas aisladas o para situaciones de emergencia. Su potencia unitaria es, además, reducida.

4.2.5. Tendencia actual

En la actualidad se tiende a potenciar la utilización del gas natural como combustible de las nuevas instalaciones de generación de energía, tanto en TG como en CC; como ejemplo representativo de esta tendencia se puede citar el mercado britá-

nico, donde la participación del gas en la generación de energía eléctrica ha aumentado entre 1990 y 1995 de un 2 % a casi el 30 %, mientras que la del carbón ha descendido desde el 68 al 40 % (Power Plant Technology, 1999). Esta tendencia, impulsada por las mejoras tecnológicas introducidas en este tipo de instalaciones, por las ventajas medioambientales del gas natural sobre el carbón y por el bajo coste y relativa abundancia del gas natural existente en la actualidad, es general, por lo que se estima que la mayor parte de la potencia que se instale en el próximo futuro utilizará el gas natural como combustible en instalaciones de CC o TG; en particular, en España se prevé la instalación de 10-12.000 MW en un período no superior a 8 años. Merece la pena señalar que esta preferencia sustituye a la del carbón vigente entre los años 1973 y 1985 y a la del fuelóleo anterior a la crisis del petróleo; estos cambios del mercado introducen sobrecostes notables en las instalaciones térmicas de generación, las cuales acaban operando en una forma completamente diferente a la prevista durante la etapa de planificación o permanecen paradas como reserva del sistema. Es probable que a medio plazo suceda lo mismo con el gas natural, ya que cabe esperar que el aumento del consumo incremente el precio de este combustible hasta superar el del fuelóleo. En este sentido es de interés tomar en consideración la evolución del coste del petróleo durante los últimos 25 años, la cual da una idea clara de las dificultades de establecer la planificación a largo plazo requerida en la industria energética (figura 2.11).

En cualquier caso, no es aventurado asegurar que la mayor parte del nuevo equipamiento térmico del próximo futuro estará basado en el gas natural y en las TG, bien en forma aislada para el servicio de la punta o como reserva del sistema, o bien en combinación con TV, es decir, en forma de CC, para proporcionar energía de base.

Asimismo, es previsible que en un futuro próximo se intensifiquen las medidas legales para tratar de reducir la emisión de los gases que, como el CO_2 , el SO_2 y el NO_x , incrementan el efecto invernadero o la lluvia ácida; estas medidas anticontaminantes encarecerán la generación de energía a partir de los combustibles fósiles, puesto que implicarán una mayor dificultad para encontrar emplazamientos para la construcción de CT, así como una pérdida de rendimiento y un mayor coste de instalación. Entre las medidas que cabe esperar se pongan en vigor puede estar el cobro vía impuestos del coste inducido por la contaminación medioambiental ocasionada por la utilización de los combustibles fósiles en la generación de energía, lo cual producirá un sobrecoste significativo de la energía térmica generada.

4.3. Centrales hidroeléctricas

En el capítulo anterior se han descrito los distintos tipos estructurales de CH en relación con su utilización en el servicio de la curva de carga; estos tipos son:

Precios del barril de crudo

(Datos en dólares/barril)

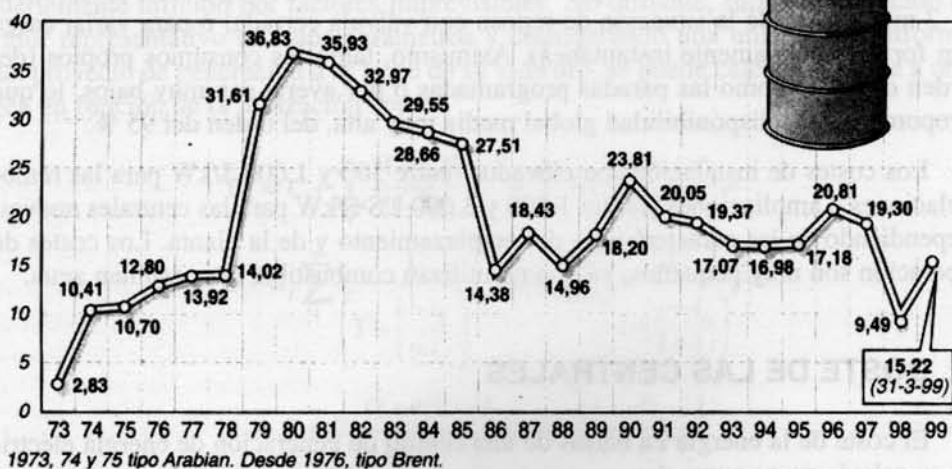


Fig. 2.11

Evolución del precio del petróleo en los últimos 25 años.

- *Centrales fluyentes* que carecen de capacidad de regulación, por lo que tienen que utilizar el caudal disponible según llega a la toma.
- *Centrales condicionadas*, en las que la turbinación depende de condicionamientos extraenergéticos. Por lo general, estas centrales corresponden a aprovechamientos de propósito múltiple (riegos, navegación, regulación, etc.), en los que la generación eléctrica es un objetivo secundario.
- *Centrales con regulación diaria o semanal*, que disponen de una pequeña capacidad de regulación que permite modular el caudal disponible para detraer agua de las horas de valle o de los fines de semana con objeto de aumentar el caudal turbinado durante las horas de mayor demanda.
- *Centrales con embalse*, que tienen una capacidad de regulación mayor que la semanal lo que, con algunas limitaciones, permite independizar el caudal turbinado del fluyente. Estas centrales suelen estar sobreequipadas con objeto de concentrar la turbinación en las horas de máxima demanda.
- *Centrales reversibles* que consumen energía en bombeo durante las horas de valle para generar energía durante el pico de la curva de carga; en realidad, las CR proporcionan potencia con un coste energético relativamente alto, ya que el ciclo bombeo-turbinación tiene un balance energético negativo, consumiéndose un 40 % más energía que la que se produce.

Las CH tienen, con diferencia, los rendimientos más elevados de cualquier instalación energética, entre el 75 y el 90 %, así como la mayor agilidad para arrancar (1-2 minutos desde la situación de reposo con válvula cerrada) o para variar carga (en forma prácticamente instantánea). Asimismo, tanto los consumos propios (del orden del 1 %) como las paradas programadas o por avería son muy bajos, lo que proporciona una disponibilidad global media muy alta, del orden del 95 %.

Los costes de instalación son elevados (entre 500 y 1.000 \$/kW para las remodelaciones o ampliaciones y entre 1.200 y 3.000 US \$/kW para las centrales nuevas, dependiendo de las características del emplazamiento y de la planta. Los costes de operación son muy pequeños, ya que no utilizan combustible ni consumen agua.

5. COSTE DE LAS CENTRALES

El coste de la energía en barras de una central de generación de energía eléctrica se calcula como suma de:

- el coste de instalación de la planta (PTA por kW neto instalado),
- el coste fijo, independiente de la utilización (PTA por kW neto instalado y año), de operación y mantenimiento de la planta,
- el coste variable, proporcional a la utilización, (PTA por kWh neto generado) de operación y mantenimiento de la planta. Este rubro corresponde al coste del combustible y otros fungibles necesarios para generar 1 kWh neto.

Estos costes tienen una base diferente (el primero es un capital y los otros son desembolsos anuales) por lo que para sumarlos hay que homogeneizarlos actualizándolos a una fecha determinada, usualmente el inicio de la operación comercial de la planta. Los parámetros que intervienen en el cálculo son:

C_o (\$/kW)	: coste a origen (valor presente)
C (\$/kW)	: inversión inicial
H (horas)	: utilización anual de la planta, lo que equivale a decir que 1 kW neto instalado genera H kWh netos cada año
C_f	: coste fijo de operación y mantenimiento (\$/kW/año)
C_v	: coste variable de operación y mantenimiento (\$/kWh = $H \cdot C_v$ \$/kW/año)
i (tanto por uno)	: coste nominal del dinero
i_f (tanto por uno)	: tasa de inflación que afecta a los costes fijos
i_v (tanto por uno)	: tasa de variación de los costes variables (básicamente, el coste del combustible)
n (años)	: vida útil de la planta.
FRC	: factor de recuperación del capital

Algunos de estos parámetros son de imposible evaluación, pues dependen de condiciones que estarán vigentes en un futuro a medio y largo plazo en un mercado fuertemente influido por factores imprevisibles. No obstante, supuesto conocido el valor representativo de estos parámetros y considerando una utilización uniforme del proyecto de generación a lo largo de su vida útil, se puede calcular el coste a origen en función de la utilización como:

$$\begin{aligned}
 C_o &= C + \sum_1^n \frac{(1+i_f)^n}{(1+i)^n} C_f + \sum_1^n HC_v \frac{(1+i_v)^n}{(1+i)^n} = \\
 &= C + C_f \sum_1^n \frac{1}{\left(1 + \frac{i-i_f}{1+i_f}\right)^n} + HC_v \sum_1^n \frac{1}{\left(1 + \frac{i-i_v}{1+i_v}\right)^n} = \\
 &= C + C_f \frac{(1+r'_f)^n - 1}{(1+r'_f)^n r'_f} + HC_v \frac{(1+r'_v)^n - 1}{(1+r'_v)^n r'_v}
 \end{aligned}$$

donde:

$$r'_f = \frac{i-i_f}{1+i_f}; \quad r'_v = \frac{i-i_v}{1+i_v}$$

son las tasas ficticias de interés con relación a la inflación y al aumento de costo de los combustibles.

Considerando los costes de instalación, de operación y mantenimiento representativos del mercado internacional siguientes:

TIPO CENTRAL	C (US\$/kW)	C _f (US\$/kW año)	C _v (US\$/MWh)
TG	500	35	50
CC	1.000	35	30
TV (FO)	1.200	40	30
TV (C)	1.500	50	20

una vida útil de 30 años y unas tasas de interés e inflación de:

$$i = 8\%$$

$$i_f = 3\%$$

$$i_v = 2\%$$

Se obtienen los costes totales actualizados en función de la utilización media H (horas/año) de:

$$r_f' = 0,048544 \quad FRC_f = 15,6310$$

$$r_v' = 0,058823 \quad FRC_v = 13,9399$$

$$TG: \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 1.047,1 + 0,69700 H$$

$$CC: \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 1.547,07 + 0,41820 H$$

$$TV(Fo): \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 1.825,23 + 0,41820 H$$

$$TV(C): \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 2.281,53 + 0,27880 H$$

Estas relaciones de coste se representan gráficamente en la figura 2.12, en donde se puede apreciar el tipo de central térmica más económico en función de la utilización media. El análisis anterior es muy simplista y sus resultados son muy sensibles en relación con el valor de los parámetros económicos seleccionados; no obstante, resulta de interés porque, una vez definidos los costes fijos y variables y establecidos los parámetros económicos representativos, da una idea clara de los costes relativos de los distintos tipos de centrales térmicas convencionales, así como de la inversión admisible en un aprovechamiento hidroeléctrico determinado.

Las expresiones anteriores se transformarían, si las tasas de inflación i_f e i_v fuesen nulas, en:

$$C_o = C + C_f \frac{(1+i)^n - 1}{(1+i)^n i} + HC_v \frac{(1+i)^n - 1}{(1+i)^n i}$$

que, con los costes fijos y variables anteriores y suponiendo una tasa de interés del 6 %, dan unos costes actualizados en función de la utilización media de:

$$FRC_f = FRC_v = 13,7648$$

$$TG: \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 981,8 + 0,68824 H$$

$$CC: \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 1.481,8 + 0,41294 H$$

$$TV(Fo): \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 1.750,6 + 0,41294 H$$

$$TV(C): \quad C_o \text{ (US$/kW)} = 2.188,2 + 0,27530 H$$

Este tipo de análisis da resultados más precisos con las utilidades altas que con las bajas, ya que en el primer caso los grupos térmicos operan durante períodos prolongados con rendimientos altos, mientras que en el segundo la operación es con carga parcial, lo que conlleva una pérdida de rendimiento, o con múltiples paradas y arranques, las cuales tienen un coste relativamente alto y penalizan la vida útil de las instalaciones.

Los parámetros económicos que intervienen en el cálculo son de evaluación complicada y poco fiable (los valores señalados solo pueden tomarse como ejemplo); no obstante, los resultados obtenidos con los costes supuestos son ilustrativos de los costes relativos de los distintos tipos de centrales térmicas en función de la utilización media. Según ellos (figura 2.12), las TG son las instalaciones más con-

venientes para utilizaciones bajas (menores que 1.500 horas), las CC para utilizaciones medias y las TV de carbón para las utilizaciones altas (por ejemplo, mayores que 5.500 horas), mientras que las TV que utilizan fuelóleo no resultan competitivas a causa de los de precios del combustible supuestos.

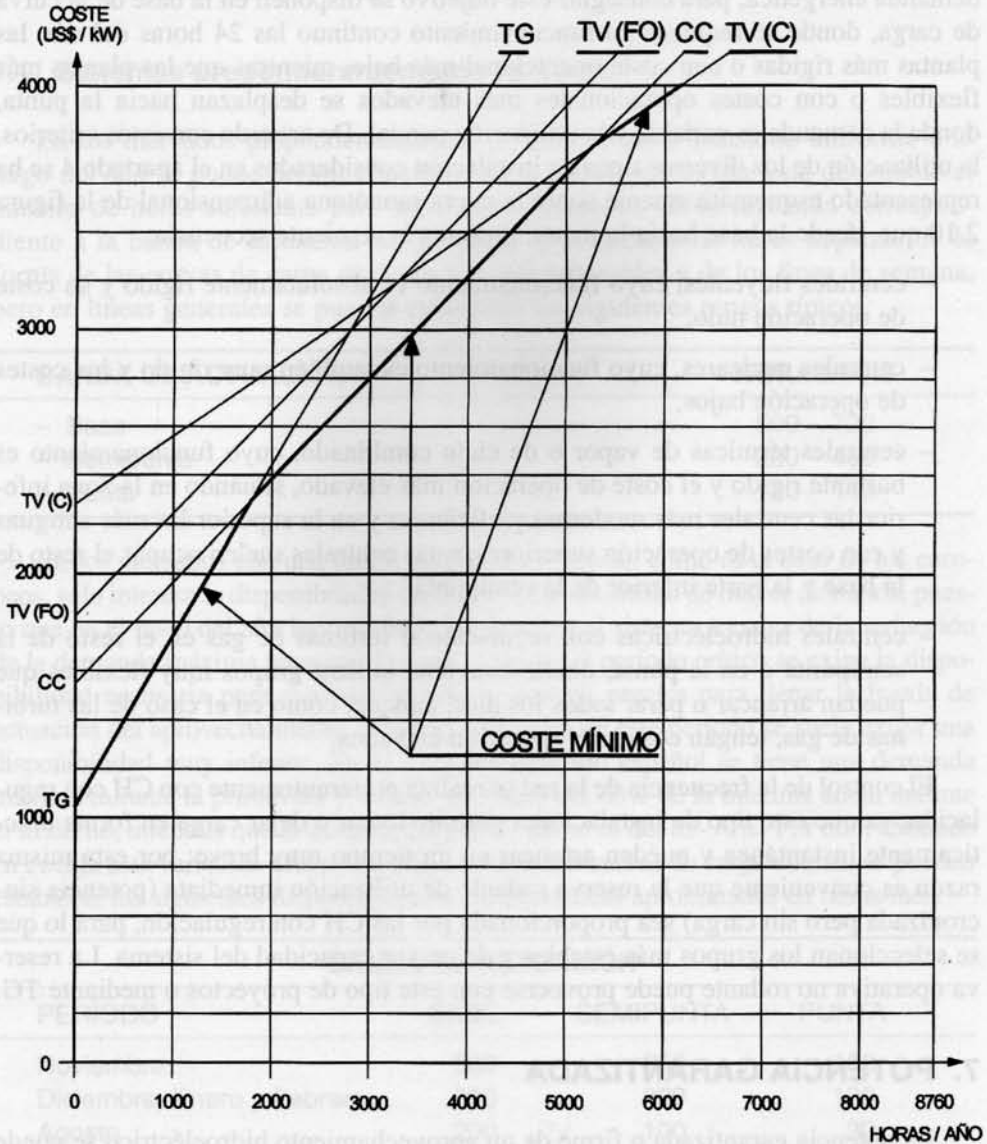


Fig. 2.12

Coste de utilización de las centrales.

6. FUNCIÓN DE LAS CENTRALES DE GENERACIÓN EN EL SISTEMA

Los sistemas eléctricos disponen de centrales de generación de varios tipos cuya utilización se combina para optimizar económica y funcionalmente el servicio de la demanda energética; para conseguir este objetivo se disponen en la base de la curva de carga, donde se requiere un funcionamiento continuo las 24 horas del día, las plantas más rígidas o con coste operacional más bajo, mientras que las plantas más flexibles o con costes operacionales más elevados se desplazan hacia la punta, donde la demanda es variable y la utilización parcial. De acuerdo con estos criterios, la utilización de los diversos tipos de instalación considerados en el apartado 4 se ha representado esquemáticamente sobre la curva monótona adimensional de la figura 2.10 que, desde la base hacia la punta, presenta la siguiente secuencia:

- centrales fluyentes, cuyo funcionamiento es absolutamente rígido y su coste de operación nulo,
- centrales nucleares, cuyo funcionamiento es también muy rígido y los costes de operación bajos,
- centrales térmicas de vapor o de ciclo combinado, cuyo funcionamiento es bastante rígido y el coste de operación más elevado, situando en la zona inferior las centrales más modernas y eficientes y en la superior las más antiguas y con costes de operación superiores; estas centrales suelen ocupar el resto de la base y la parte inferior de la semipunta,
- centrales hidroeléctricas con regulación o turbinas de gas en el resto de la semipunta o en la punta, donde conviene utilizar grupos muy flexibles que puedan arrancar o parar todos los días, aunque, como en el caso de las turbinas de gas, tengan costes de operación elevados.

El control de la frecuencia de la red se realiza preferentemente con CH con regulación, ya que este tipo de instalaciones permite tomar o dejar carga en forma prácticamente instantánea y pueden arrancar en un tiempo muy breve; por esta misma razón es conveniente que la reserva rodante de utilización inmediata (potencia sincronizada pero sin carga) sea proporcionada por las CH con regulación, para lo que se seleccionan los grupos más estables y de mayor capacidad del sistema. La reserva operativa no rodante puede proveerse con este tipo de proyectos o mediante TG.

7. POTENCIA GARANTIZADA

La potencia garantizada o firme de un aprovechamiento hidroeléctrico se puede definir como la parte de la potencia instalada que ofrece una garantía suficiente para satisfacer un determinado tipo de demanda. Como nivel de garantía se suele exigir

el 90 ó el 95%, mientras que la demanda a satisfacer depende de las características del mercado, del sistema eléctrico y de la zona de actuación considerada (base, semipunta o punta) para el aprovechamiento. Por ello, la definición de potencia garantizada es específica para cada sistema y tipo de demanda, aunque se pueden establecer criterios generales, algunos de los cuales se resumen a continuación.

7.1. Sistemas preponderantemente térmicos

En los mercados preponderantemente térmicos con un consumo uniforme a lo largo del año se puede definir como potencia garantizada la que está disponible el número de horas suficiente para satisfacer la totalidad de la demanda correspondiente a la banda de actuación del proyecto; este número de horas depende de la forma de las curvas de carga diaria de los días laborables y de los fines de semana, pero en líneas generales se pueden establecer los siguientes rangos típicos:

BANDA DE ACTUACIÓN	HORAS/MES
– Base	500 – 720
– Semipunta	200 – 400
– Punta	120 – 140

En los mercados con una fuerte variación estacional, como es el caso de los europeos, sólo interesa la disponibilidad durante el período crítico de mayor demanda, puesto que en el resto del año hay potencia sobrante en el sistema a causa de la reducción de la demanda máxima mensual. Por ello, durante el período crítico se exige la disponibilidad necesaria para suministrar toda la energía precisa para llenar la banda de actuación del aprovechamiento, mientras que fuera de este período se suele exigir una disponibilidad muy inferior. En el caso del mercado español se tiene una demanda máxima durante la primavera y verano del orden del 80% de la máxima anual durante el invierno, mientras que la máxima durante el otoño es del 85-90%. Por ello, teniendo en cuenta esta variación estacional y la forma de las curvas de carga diarias, se pueden establecer las siguientes disponibilidades características aproximadas en horas/mes:

BANDA DE ACTUACIÓN			
PERÍODO	BASE	SEMIPUNTA	PUNTA
Noviembre	500	250	100
Diciembre, Enero y Febrero	600	300	130
Agosto	200	100	30
Resto del año	400	200	80
TOTAL (HORAS/AÑO)	5.300	2.650	1.080

Esta disponibilidad debe coincidir con las horas de mayor demanda de los días laborables, puesto que la disponibilidad durante las horas de valle carece de interés. En las centrales hidráulicas de base que carecen de regulación y que, en consecuencia, no pueden almacenar el caudal durante el fin de semana para utilizarlo durante los días laborables, se precisa una disponibilidad mayor que la anteriormente señalada para las centrales con regulación. Esta disponibilidad puede ser del orden de:

PERÍODO	DISPONIBILIDAD (HORAS/MES)
Noviembre	620
Diciembre a Febrero	720
Agosto	250
Resto del año	520
TOTAL	6.670

7.2. Sistemas preponderantemente hidráulicos

El concepto de garantía de un aprovechamiento hidroeléctrico en los sistemas con una fuerte componente hidráulica (por ejemplo, superior al 50%) debe tener en cuenta no sólo los períodos críticos de mayor demanda sino también los períodos húmedos y secos en que hay energía sobrante o déficit en el sistema a causa de la abundancia o escasez de escorrentía en los tramos de río de interés hidroeléctrico. Esta situación se complica en aquellos mercados que, por su situación u orografía, disfrutan de regímenes hidrológicos complementarios, como por ejemplo los regímenes hidrológicos de la región costera, la Sierra y la cuenca amazónica en algunos países andinos o los regímenes de origen pluvial y nival de los países con abundantes precipitaciones en forma de lluvia y nieve.

Los criterios de definición de la potencia garantizada en estos casos deben ajustarse a las condiciones del mercado y a las características hidrológicas predominantes, por lo que no es posible establecer criterios generales.

Asimismo, tampoco es posible establecer criterios generales en el caso de los aprovechamientos promovidos por autoprodutores o promotores privados no distribuidores, puesto que la potencia garantizada en este caso depende de las necesidades propias de energía eléctrica o de los términos del contrato establecido entre la empresa productora y la distribuidora.

8. VALORACIÓN DE LOS PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS

8.1. Térmica de referencia

Los estudios de mercado a largo y medio plazo determinan la capacidad anual que debe instalarse en un sistema para cubrir el aumento de la demanda de potencia y de energía y las bajas de las plantas obsoletas.

El siguiente paso consiste en determinar el tipo de equipamiento más conveniente para cubrir el aumento de capacidad requerido en el sistema para lo que se realizan estudios comparativos entre las distintas alternativas posibles, tanto térmicas como hidráulicas. Con estos estudios se seleccionará el equipamiento más conveniente en función de los costes de instalación y operación y de las necesidades y características del mercado.

Las plantas térmicas no nucleares tienen las características de, por lo general, ser siempre factibles, tener un coste y un plazo de ejecución conocidos e independientes de las condiciones locales, ofrecer unas garantías de disponibilidad bien definidas y tener unos costes de operación conocidos o que se pueden estimar en función de las condiciones del mercado previsibles a medio plazo. Por ello, las alternativas térmicas se utilizan como base de comparación de los aprovechamientos hidroeléctricos, cuyos costes de construcción son muy variados en función de las características del emplazamiento y del grado de equipamiento. El tipo de central térmica tomado como base de comparación, denominado normalmente *térmica de referencia*, es uno que pueda suministrar un servicio equivalente al del proyecto hidroeléctrico y que, dependiendo de la zona de operación dentro de la curva de carga, puede ser:

- una TG para los proyectos que operan en la punta,
- una TG o una central de CC para los proyectos que operan en la semipunta,
- una TV o una CC para los proyectos que operan en la base.

8.2. Valoración

8.2.1. Potencia

De acuerdo con lo anterior, los aprovechamientos hidroeléctricos se valoran asociando a la potencia garantizada el valor correspondiente al coste de instalación más el coste fijo de operación y mantenimiento del kW neto de la térmica de referencia. En las circunstancias actuales este valor se puede estimar aproximadamente en:

BANDA DE UTILIZACIÓN	TR	INSTALACIÓN (US\$/kW)	C.FIJO OPERACIÓN (US\$/kW AÑO)
Base	TV	1.200 – 1.600	50
Semipunta	CC	700 – 1.000	40
Punta	TG	450 – 550	30

La potencia no garantizada carece de valor puesto que, para garantizar el servicio, es preciso instalar una potencia térmica equivalente que proporcione la energía requerida cuando la planta hidroeléctrica no esté disponible.

8.2.2. Energía

La energía que corresponde a la banda de utilización de la potencia garantizada, que se puede calificar como energía firme o garantizada, tiene el valor equivalente al coste de generación de kWh neto en la térmica de referencia, que, en las circunstancias actuales se puede estimar en:

BANDA DE UTILIZACIÓN	TR	COSTES VARIABLES (US\$/MWh neto)
Base	TV	20 – 30
Semipunta	CC	30 – 40
Punta	TG	40 – 70

El valor de la energía secundaria o no garantizada se asimila al coste de generación de la energía térmica que desplaza que, lógicamente, es el más caro del sistema para el tipo de energía que se trata; este valor puede ser mayor que el de la energía firme, puesto que puede sustituir energía generada con centrales con rendimiento bajo o que utilizan combustibles más costosos que el de la térmica de referencia; no obstante, la diferencia, de existir, suele ser pequeña por lo que es admisible equiparar el valor de la energía secundaria al de la energía firme (la diferencia en el valor de estos dos tipos de energía está en el valor de la potencia firme); este valor se aplica solamente a la energía secundaria que puede ser absorbida por el sistema por coexistir con energía térmica que pueda ser desplazada; la energía restante, sobrante o excedente, carece de valor, puesto que no tiene mercado.

8.3. Equivalencia energética

Hasta aquí se ha supuesto que la térmica de referencia proporciona un servicio equivalente al aprovechamiento hidroeléctrico en estudio; esto no es totalmente cier-

to, puesto que la potencia hidráulica firme ofrece unas ventajas operacionales sobre la potencia térmica alternativa que, aunque difíciles de contabilizar en términos económicos, deben ser tenidas en cuenta en la comparación. Estas ventajas se pueden resumir en:

- Una mayor flexibilidad de operación, con buenos rendimientos en un amplio campo de operación, posibilidad de arrancar en frío rápidamente y gran facilidad para variar la carga. Contrariamente, las centrales térmicas tienen arranques en frío más largos (10 - 20 minutos en las TG y varias horas en las TV), rendimientos más bajos en la operación a carga parcial y, en las TV, limitaciones en la tasa de variación de carga (a 4 - 6 MW/minuto) y un mínimo técnico de utilización.
- Una mayor garantía de disponibilidad, puesto que las centrales hidroeléctricas son menos susceptibles de quedar fuera de servicio a causa de averías.

La evaluación de estas ventajas se suele realizar introduciendo factores de ajuste que multiplican el valor del kW garantizado de los aprovechamientos con regulación en la forma de:

$$CA = \frac{DH}{DT} (1 + F)$$

donde:

DH = disponibilidad del proyecto hidroeléctrico

DT = disponibilidad de la central térmica

F = factor de flexibilidad del proyecto hidroeléctrico

CA = coeficiente de ajuste del valor del kW garantizado

Los valores de DH y DT se pueden tomar de la información publicada por el National Electric Reliability Council (NERC) de Estados Unidos, que se pueden considerar como representativos de los proyectos recientemente construidos. Los valores medios correspondientes al período 1993-1997 son (Power Plant Technology, 1999):

TV	
Paradas forzosas (horas/año)	342,0
Paradas programadas (horas/año)	683,2
Paradas de mantenimiento (horas/año)	190,4
TOTAL (horas/año)	1230,6
DISPONIBILIDAD (%)	86

TG	
Paradas forzosas (horas/año)	321,6
Paradas programadas (horas/año)	320,2
Paradas de mantenimiento (horas/año)	191,4
TOTAL (horas/año)	846,6
DISPONIBILIDAD (%)	90

Por otra parte, la disponibilidad de los aprovechamientos hidroeléctricos se puede estimar en (USCE, 1985):

P. hidroeléctricos	
- Base	98,0
- Punta	95,0
- Reversible	93,0

Cuando la térmica de referencia es una TV de carbón, se debe considerar la capacidad típica de las unidades que se instalan en el área (por ejemplo 500 MW), en lugar de una capacidad similar a la del aprovechamiento hidroeléctrico. En este caso el factor de ajuste sería:

$$\frac{DH}{DT} = \frac{0,95}{0,86} = 1,10$$

El factor de ajuste por la mayor flexibilidad del proyecto hidroeléctrico es de difícil evaluación, aunque se suele admitir un pequeño crédito del 5% ($F = 0.05$) cuando se compara con una TV y un valor más reducido cuando la térmica de referencia es una TG.

Otra ventaja considerable de los aprovechamientos hidroeléctricos estriba en que utilizan un recurso renovable y no contaminante, a diferencia de las CT que quemar combustibles fósiles con un pernicioso efecto sobre el medio ambiente. Esta ventaja es sustancial y, hasta ahora, se ha traducido en un paulatino incremento de los costes de instalación y operación de las CT a causa de las cada vez más complejas medidas anticontaminantes exigidas por la legislación vigente; no obstante, es previsible que en un futuro a medio plazo se establecerá una penalización al uso de combustibles fósiles en las CT que incremente el coste variable de su operación, lo que redundará en una mejora de la rentabilidad de la energía hidroeléctrica. Por el momento no se puede evaluar la cuantía de esta penalización aunque, por las discusiones que se producen en las instituciones internacionales relacionadas con el tema, puede ser significativa.

Por otra parte es de notar que los aprovechamientos hidroeléctricos promovidos por las empresas eléctricas en los sistemas integrales no deben valorarse por las tarifas, puesto que las empresas están obligadas a servir la totalidad de la demanda aunque la retribución de una parte de ella resulte insuficiente. El caso de los autoprodutores o promotores no distribuidores es diferente, puesto que solo producirán un determinado tipo de energía si ello les resulta interesante desde el punto de vista económico; no obstante, aún en este caso, el autoprodutor o productor realizará una comparación entre el aprovechamiento hidroeléctrico y la CT que proporcione el mismo servicio (la térmica de referencia) con objeto de determinar cual es la alternativa más interesante desde el punto de vista económico.

8.4. Condiciones especiales

En algunos países se establecen mecanismos favorecedores de la utilización de recursos energéticos nacionales que deterioran la comparación económica a precios de mercado internacional. Este es el caso por ejemplo de Alemania o España que priman la utilización de carbón térmico de origen nacional más caro que el internacional o de algunos países productores de petróleo en los que el precio interno de éste y sus derivados es muy inferior al del mercado internacional.

En este caso, la térmica de referencia debe considerar los costes del mercado interior para los combustibles que, como el agua, son de origen nacional. En el caso de España, esto se ha traducido en un incremento notable del coste variable de las CT de carbón, el cual se estableció en torno de los 40 US\$/MWh en lugar de los 25 US\$/MWh anteriormente considerados. En este sentido cabe señalar también la legislación vigente para promover el desarrollo de los recursos renovables por parte de autoprodutores o promotores privados que fija una retribución de la energía generada que prima este tipo de desarrollo. Esta retribución, que en el caso de la energía hidroeléctrica está limitada a centrales de menos de 10 MW, es muy superior a los costes de generación de la energía térmica equivalente y es la que debe ser considerada en el análisis económico de los aprovechamientos de esta categoría.

BIBLIOGRAFÍA

- Aranceta, J, Evolución funcional de la hidroelectricidad en la satisfacción de la curva de carga.
- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Volumen 1, 1989.

- Busse, L., Soyk, K.-H., Los turbogrupos a vapor de alta temperatura más potentes del mundo para la central de lignito de Lippendorf, Revista ABB, Junio, 1997.
- CEDIGAZ, El gas natural en el mundo, 1995.
- Fraile, J., Introducción a las instalaciones eléctricas, 1993.
- García Galludo, M., Energías Renovables, Ahorro Energético, Curso de Economía de la Energía, 1987.
- Gil, V., Aspectos económico-financieros del desarrollo de minicentrales en las sociedades eléctricas, II Jornadas de Energía Minihidráulica, Oviedo, 1987.
- Goldsmith, K., Economical and Financial Analysis of Hydropower Projects, Hydroelectric Development, Volumen 6, 1993.
- Gutiérrez Martí, F., Centrales de pie de presa, Curso de Economía de la Energía, 1987.
- Lower, J. R., Stevenson, A. J., Operation of Dinorwig pumped storage station at the UK National grid system, 1990.
- MINER, Boletines mensuales de coyuntura económica, 1996 a 1998.
- Nilsson, B., GTX100, la nueva turbina a gas de alto rendimiento, Revista ABB, Junio, 1997.
- Planchard, A., La central de ciclo combinado se ha establecido como el sistema de producción de energía del futuro, Revista ABB, 8/93.
- Power Plant Technology, UK energy review, Diciembre 1998-Enero 1999.
- Renewable ENERGY World, Marzo, 1999.
- Secretaría General de la Energía y Recursos Minerales, Informes sobre la Explotación del Sistema Eléctrico Nacional, Años 1987 a 1994.
- UNESA, Memorias Estadísticas.
- UNESA, Centrales Eléctricas.
- UNESA, El sector eléctrico español y el medio ambiente.
- U. S. Corps of Engineers, Hydropower, 1985.
- Warner, J., Nielsen, H., Un procedimiento de selección global permite la concepción óptima de centrales de ciclo combinado, Revista ABB, Agosto, 1993.
- Wilhelmi, J. R., Análisis de Sistemas Hidroeléctricos, 1996.
- Zabalza, R., Explotación óptima de un sistema eléctrico, Curso de Economía de la Energía, 1987.

Aprovechamiento integral de una cuenca

1. INTRODUCCIÓN

El concepto de *aprovechamiento integral* de un recurso es relativamente moderno, pues proviene de la necesidad de utilizar al máximo los recursos naturales existentes, que lógicamente son limitados y, por lo general, inferiores a la demanda actual o potencial sobre los mismos. Durante el primer tercio del siglo la demanda sobre los recursos naturales era relativamente escasa y, en consecuencia, no se sentía la necesidad de establecer una planificación integral para su aprovechamiento; en particular, las demandas de potencia y energía eléctrica eran pequeñas en relación con el potencial natural de los ríos, por lo que los recursos hidroeléctricos se consideraban, si no inagotables, sí con un margen de disponibilidad tan amplio que no era preciso preocuparse por la optimización de su aprovechamiento. Como consecuencia, se tomaban en un río el o los tramos más interesantes por su calidad, facilidad de implementación o proximidad al mercado y se desarrollaban construyendo aprovechamientos que proporcionasen la potencia o energía buscada al mínimo coste posible, sin visión global del conjunto o de las necesidades de un futuro a largo plazo. El resultado de este procedimiento fué adecuado para satisfacer el objetivo del momento, pero ha tenido como consecuencia que algunos recursos de interés quedasen deficientemente utilizados o que fuese necesario realizar remodelaciones de importancia para completar su desarrollo.

No obstante, a pesar de las limitaciones de la tecnología y de la reducida cuantía de las demandas energéticas de la época, así como de la imposibilidad de prever el crecimiento espectacular del mercado eléctrico a partir de los años 50, los apro-

vechamientos construídos durante la primera mitad del siglo en los principales ríos europeos no han representado una barrera insalvable para conseguir posteriormente un desarrollo total del recurso; en este sentido cabe señalar notables casos de planificación a largo plazo como el aprovechamiento energético de las cuencas de los ríos Duero en España y Portugal (figura 3.1) o el de los ríos Ródano en Francia (figura 3.2) o Po en Italia, todos anteriores a 1940.

En cualquier caso, la utilización de los recursos hidráulicos en la actualidad se planifica en forma integral para conseguir la máxima utilización del agua y el mejor reparto entre los distintos usos. Esta planificación se realiza tomando como unidad la cuenca hidrográfica, o subcuencas parciales si aquella resulta demasiado grande, y teniendo en cuenta los posibles usos alternativos del agua; no obstante, el caso de los recursos hidroeléctricos es un tanto especial, ya que esta utilización, a diferencia de otros usos, no consume agua ni modifica su calidad lo que, con frecuencia, permite estudiar el aprovechamiento energético del recurso en forma independiente de los otros usos, especialmente en las partes altas de las cuencas, donde no existe una utilización alternativa de consideración.

El estudio del aprovechamiento integral de una cuenca es, por su complejidad, un proceso largo y convergente que comienza con la recopilación y análisis de la información básica de partida y prosigue con la determinación del potencial lineal bruto y técnico de los ríos de la cuenca en estudio, la evaluación de los eventuales condicionamientos para el desarrollo de los recursos y la determinación de los puntos o tramos singulares de especial interés como cerradas, vasos, puntos de descarga de las centrales, etc.. En una fase posterior se definirán y analizarán las posibles alternativas para el aprovechamiento del potencial disponible y se seleccionarán las más adecuadas. Finalmente, se estudian más detalladamente estos aprovechamientos con la finalidad de establecer una estimación preliminar fundamentada del coste y capacidad energética de cada esquema, con lo que se llega a la etapa final que consiste en la elaboración de un catálogo de proyectos clasificados según su calidad o grado de interés.

En el estudio integral de una cuenca se han de tener en cuenta unos principios básicos de carácter general, como:

- La utilización debe ser integral, esto es, ha de aprovechar toda la energía que sea técnica y económicamente posible desarrollar en una forma compatible con los restantes usos del agua y los condicionamientos medioambientales o de otro tipo que pudieran existir. Las limitaciones de presupuesto o de mercado no deben entrar en consideración para el aprovechamiento integral del recurso; esta limitaciones pueden llevar a emprender o no las obras, o a postergarlas o construirlas escalonadamente, pero sin romper la cadena de aprovechamientos o dejar sin utilizar recursos de interés, ya que se trata de bienes naturales limitados de carácter público.

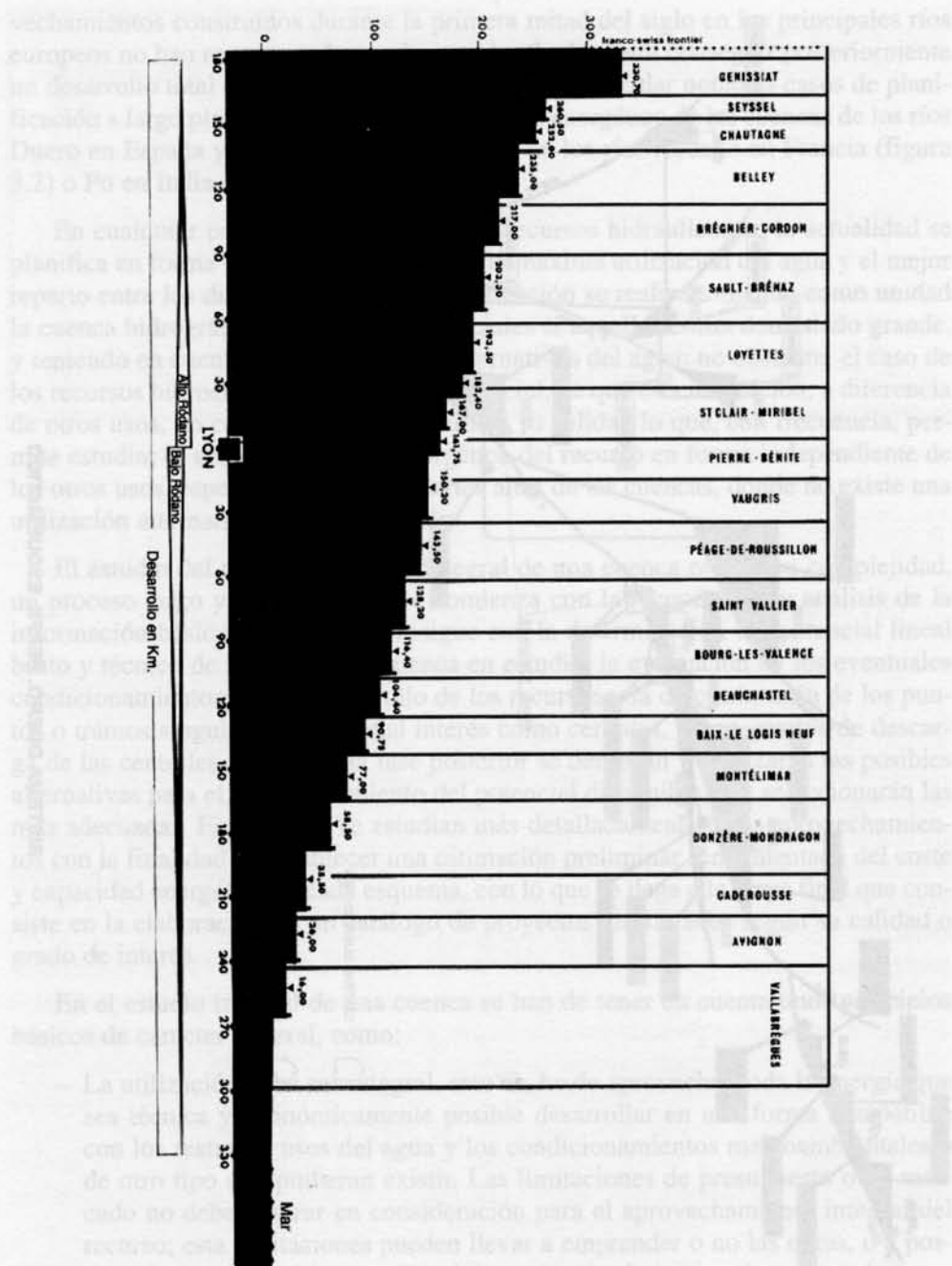


Fig. 3.2

Cascada de saltos hidroeléctricos del río Ródano. Fuente: CNR.

- Se prefieren, en lo posible, las soluciones que concentran la potencia total en el menor número de centrales, pues esto suele conducir a esquemas más económicos y funcionales.
- Los embalses son piezas fundamentales para todo desarrollo hidráulico integrado, por lo que deben estudiarse con detalle, tomando en consideración su posible utilización para usos no energéticos.
- El estudio debe ir acompañado de un análisis del ecosistema de la cuenca tendiente a identificar los eventuales efectos sobre el medio ambiente que podría provocar el aprovechamiento de sus recursos hidroeléctricos.

2. INFORMACIÓN DE PARTIDA

La información básica de partida necesaria para emprender el estudio integral de una cuenca hidrográfica es la información cartográfica e hidrológica necesarias para determinar desniveles y caudales vertientes en todos los puntos de interés.

En las zonas de montaña o donde no se consideren embalses de regulación basta con una cartografía de tipo general, a escala 1:25.000 o 1:50.000 con equidistancia de 20 m, mientras que en las zonas más llanas o donde se contemple la construcción de presas de embalse conviene disponer adicionalmente de una cartografía a mayor escala, 1:10.000 o 1:5.000, de los tramos de río de interés.

La información hidrológica debe ser suficiente para caracterizar y estimar la escorrentía específica de las distintas subcuencas que integran el área de estudio, de forma que se pueda estimar el caudal en todos los puntos de interés a partir del área de la cuenca vertiente. Esto requiere recopilar, depurar y procesar la información pluviométrica e hidrométrica disponible sobre la cuenca, así como la utilizable de otras cuencas próximas de características hidrológicas similares; con este análisis se obtendrá la escorrentía específica, que es uno de los parámetros básicos para calcular el potencial de la cuenca, así como otros valores característicos de interés, como:

- Curvas de caudales medios diarios clasificados o de duración general. Estas curvas se pueden hacer adimensionales dividiendo los caudales por el caudal medio, lo que facilita su aplicación a todos los puntos de las subcuencas caracterizadas por la curva en cuestión; estas curvas tienen la forma característica de la representada en la figura 3.3, correspondiente al río Ebro en Sástago durante el período de 30 años entre 1967 y 1996, con un caudal medio de 238 m³/s.
- Curvas de regulación que relacionan la capacidad útil de embalse con el caudal regulado; igualmente, estas curvas se hacen adimensionales dividiendo el caudal firme por el medio y la capacidad de embalse por la aportación anual media.

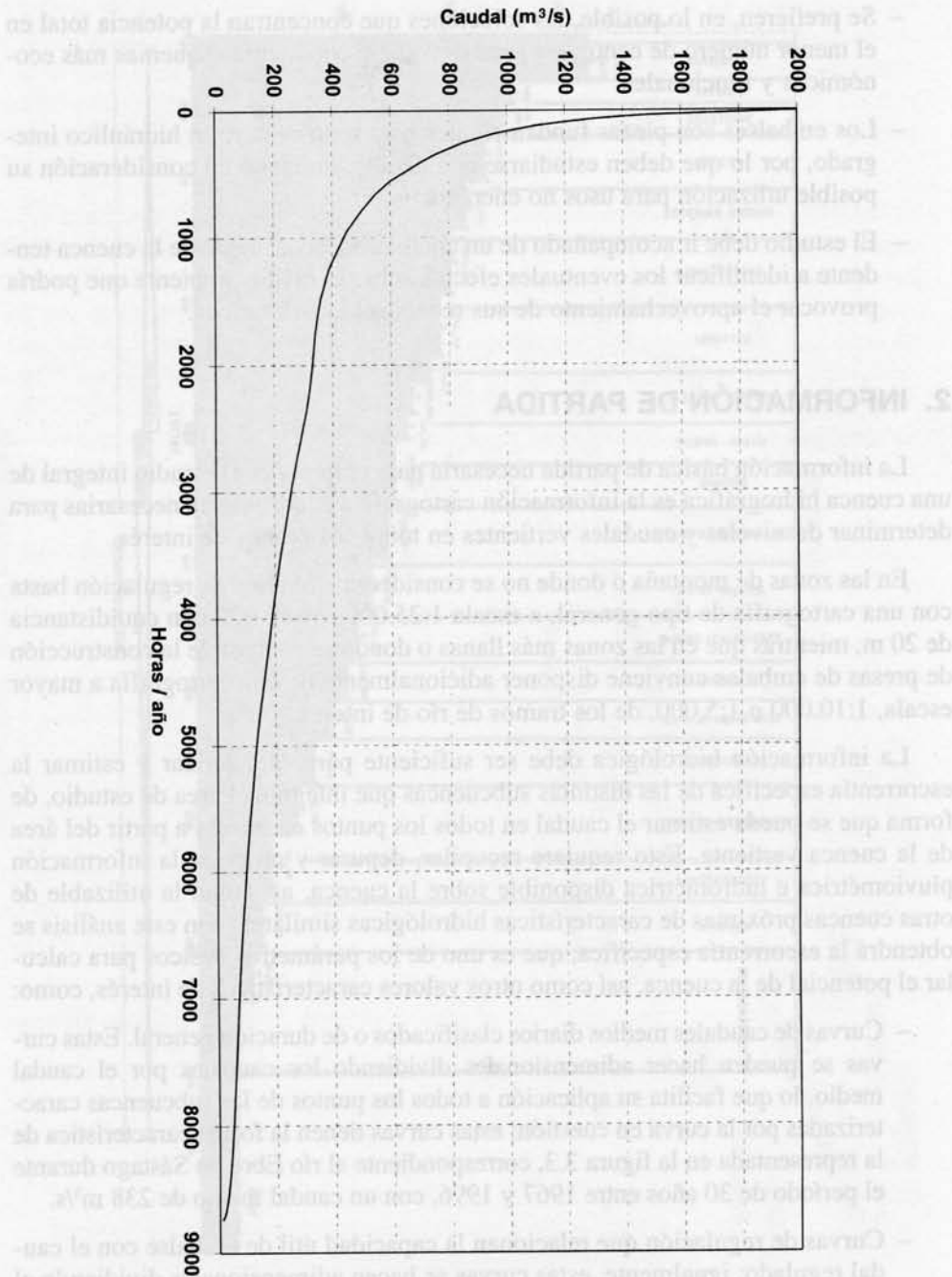


Fig. 3.3

Curva de duración general del río Ebro. Fuente: EMESA.

- Tasas específicas representativas de los sedimentos en suspensión y de los arrastres de fondo; en este aspecto interesa conocer también la naturaleza y posible graduación de la carga de sedimentos arrastrados por el agua.

Además de esta información básica, se precisa otra de tipo general sobre los aspectos de la zona relacionados con el desarrollo de los recursos, como: las obras de infraestructura existentes, las características demográficas y sociológicas, la climatología, la geología general del área, la distribución de cultivos y vegetación, la existencia de restos arqueológicos o recursos minerales, las características de la flora y la fauna, etc.. La información medioambiental es de particular interés, puesto que este aspecto puede condicionar decisivamente el tipo de desarrollo o la configuración de los esquemas de aprovechamiento.

3. POTENCIAL BRUTO LINEAL

3.1. Potencial lineal bruto

La capacidad energética de un río queda caracterizado por su *potencial lineal bruto*, que se puede definir como la energía anual media consumida por la corriente de agua desde su nacimiento hasta su desembocadura en otro río, en un lago o en el mar; asimismo, el potencial lineal bruto de una cuenca, calculado como suma del potencial de todos los ríos o afluentes de la misma, caracteriza su capacidad energética. Este potencial, así como el potencial técnico deducido del anterior sustrayendo la parte de imposible utilización, proporciona una información de gran interés, pues no solo indica el límite superior de la energía que se puede utilizar, sino que también orienta sobre los tramos de río de mayor interés y sobre el tipo de aprovechamiento más adecuado.

La determinación del potencial lineal se debe extender a todos los cauces de la cuenca que puedan ser susceptibles de aprovechamiento, lo que usualmente se asocia a una superficie de cuenca vertiente mínima, que puede situarse entre 10 y 100 km² dependiendo de la magnitud de la escorrentía específica y de la pendiente longitudinal de los cauces.

El cálculo del potencial lineal bruto de un río es un proceso laborioso que exige evaluar la aportación anual media en los puntos característicos de los cauces, tanto del río principal como de sus afluentes, los cuales deben definir tramos relativamente uniformes en características, aportaciones y pendientes, e incluir, al menos, las confluencias, cambios de pendiente y, si es del caso, los aprovechamientos existentes. El proceso se puede resumir en los siguientes pasos:

- Selección de los puntos característicos a lo largo del cauce, dibujo de las cuencas vertientes en estos puntos y cálculo de sus áreas respectivas; los pun-

tos seleccionados no deben estar demasiado alejados y, al menos, deben incluir todos los puntos que delimitan cambios de pendiente significativos del cauce, los aprovechamientos hidráulicos existentes y la confluencia de los afluentes de importancia.

- Estimación de la escorrentía específica en cada una de las subcuencas anteriormente delimitadas; esta estimación se puede realizar a partir de la precipitación media (mediante planos de isoyetas o por polígonos de Thiessen), y de coeficientes de escorrentía específicos o, si existe suficiente información hidrológica, directamente a partir de datos de las estaciones de aforo existentes en la cuenca o en cuencas hidrológicamente semejantes.
- Cálculo del caudal medio en cada uno de los puntos seleccionados a partir del área de las cuencas vertientes y de las escorrentías específicas típicas; en este análisis se tomará en consideración que en las confluencias de los ríos se tendrán dos caudales con una misma abscisa y cota, uno antes de la confluencia y el segundo, después.
- Obtenidas las aportaciones en los puntos seleccionados, cada dos contiguos definen un tramo de río cuya aportación media A_i se puede equiparar a la semisuma de las de sus extremos. Multiplicando esta aportación media A_i del tramo i por el desnivel H_i del tramo se obtiene la energía disipada en él, y por acumulación el potencial lineal bruto total; la expresión de este último es:

$$POTENCIAL (GWh) = \sum 0,00272 \cdot A_i (hm^3) \cdot H_i (m)$$

donde A_i y ΔH_i son la aportación media y el desnivel del tramo i . La información así obtenida se representa en un gráfico en el que en abscisas se establece el desarrollo longitudinal del río desde su nacimiento hasta su desembocadura y en ordenadas se representan:

- las cotas de los puntos seleccionados, con lo que, uniéndolos, se obtiene el perfil longitudinal del río,
- el desnivel y la pendiente longitudinal de cada tramo,
- el caudal medio fluyente en cada punto seleccionado; según se ha mencionado, la curva de caudales tiene discontinuidades en los puntos correspondientes a la confluencia de los afluentes, en los que se produce un salto equivalente al caudal medio aportado por éstos,
- el potencial bruto de cada tramo y el acumulado desde el nacimiento del río al punto en consideración,
- el gradiente energético de cada tramo, lo que proporciona un indicador de la calidad del recurso y de las posibilidades de su desarrollo.

El potencial así calculado, junto con el gráfico donde se representa, caracteriza la capacidad energética del río y proporciona unos índices de gran interés para el estudio del aprovechamiento integral de la cuenca.

3.2. Potencial técnico

El potencial realmente utilizable desde un punto de vista exclusivamente técnico es, lógicamente, menor que el bruto anteriormente calculado; las principales causas que inducen esta reducción son:

- no toda la aportación es derivable o utilizable,
- la pérdida de carga en las conducciones y las pérdidas energéticas en los equipos que realizan la transformación de la energía potencial en energía eléctrica, provocan una reducción inevitable que, dependiendo de las características del aprovechamiento, puede oscilar entre un 12 y un 20 % del potencial del tramo utilizado,
- el aprovechamiento hidroeléctrico de un tramo presupone fraccionar el curso del río en subtramos para constituir saltos individualizados que toman agua en una cota y la descargan en otra inferior, lo que equivale a sustituir la energía definida por el perfil energético por una serie de rectángulos cuyas alturas son las de los saltos y cuyas bases son la aportación derivada en la toma, en lugar de la media del tramo,
- no todos los tramos son técnicamente utilizables; por el contrario, hay muchos subtramos que, por razones topográficas (por ejemplo, la pendiente es tan pequeña que no se puede construir un aprovechamiento que gane salto), geológicas (por ejemplo, la mala calidad del terreno impide construir cualquier tipo de instalación), medioambientales (por ejemplo, se trata de un río situado en un espacio protegido donde no se permite ningún tipo de construcción) o de otro tipo, no resulta viable la construcción de un salto.

Como consecuencia, el potencial realmente utilizable desde un punto de vista técnico, o *potencial técnico*, suele ser del orden del 40 al 60 % del potencial lineal bruto en las cuencas con buenas aptitudes hidroeléctricas y es menor, incluso nulo, en las cuencas con condiciones menos favorables.

Además de las consideraciones estrictamente técnicas anteriores, el coste del desarrollo impone limitaciones adicionales al aprovechamiento de muchos tramos o imposibilita el de otros, que se deben descartar por el elevado coste de su utilización, no compensado por el beneficio correspondiente. Esto trae como consecuencia que el potencial factible desde el punto de vista económico, o *potencial económico*, sea significativamente inferior al técnico.

El potencial lineal bruto medio en España se estima en 150 TWh/año y el potencial técnico en 70 TWh/año, de los cuales se consideran económicamente viables unos 40-45 TWh/año; este potencial sólo representa un 30 % del potencial bruto, a pesar de que la mayor parte del territorio nacional de interés energético presenta unas condiciones topográficas y geológicas adecuadas para este tipo de desarrollo. En cualquier caso, se debe señalar que las centrales actualmente en operación tienen una producción media poco mayor que 30 TWh/año, por lo que sería posible aumentar en un tercio la capacidad de generación utilizando los recursos ociosos disponibles.

El potencial técnico mundial es de, aproximadamente, 14.000 TWh/año, de los que se aprovecha poco más del 18 % con una potencia instalada del orden de 700 GW, lo que proporciona un 22 % de la energía eléctrica consumida en el mundo. La tasa de utilización de los recursos es muy elevada en Europa (excluida la ex USSR), EUA, Canadá y Japón, cuyo potencial técnico global de 2.000 GWh se utiliza en casi un 60 % (unos 1.130 GWh) con una potencia instalada de 320 GW; es decir, éstas áreas utilizan el 45 % del potencial desarrollado en el mundo (WP\$DC Handbook, 1991 a 1996) a pesar de que solo disponen del 13 % del potencial técnico total. Asimismo, los aprovechamientos hidroeléctricos actualmente en construcción tienen una potencia instalada global de 125 GW, de los que 80 están situados en Asia (36 de ellos en China) y 19 en América del Sur (World Atlas, 1999).

Merece la pena destacar la importancia de los recursos energéticos de la América Latina, con más de la cuarta parte del potencial técnico mundial y donde se han construido algunos de los aprovechamientos más notables; por otra parte, estos recursos son de excelente calidad, ya que en su mayor parte pueden ser desarrollados con unos costes muy competitivos; en particular cabe destacar los países con un potencial hidroeléctrico caracterizado como económico mayor que 35 TWh/año (Handbook, 1992 a 1994 y World Atlas, 1998 y 1999):

PAÍS	P. ECONÓMICO TWH/AÑO	P. UTILIZADO TWH/AÑO	P. INSTALADA GW
ARGENTINA	130	32	9,6
BOLIVIA	50	2	0,4
BRASIL	763	275	58,0
COLOMBIA	140	31	8,1
COSTA RICA	36	4	0,9
CHILE	132	19	4,3
ECUADOR	121	7	1,6
MÉXICO	160	31	10,0
PARAGUAY	68	59	8,4
PERÚ	395	15	4,0
VENEZUELA	260	69	15,2

Asimismo, se puede destacar que, excluyendo los esquemas reversibles, existen 95 aprovechamientos con una potencia instalada mayor que 1 GW, de los que 33 están situados en la América Latina, 26 en EUA y Canadá y 16 en la CIS (ex USSR).

3.3. Análisis energético

Los resultados de la determinación del perfil longitudinal bruto y el gráfico correspondiente con el perfil longitudinal (longitud-cota), el perfil de caudales (longitud-caudal medio) y el perfil energético (longitud-energía acumulada) proporcionan una valiosa información sobre la capacidad energética del río y su posible aprovechamiento, así como sobre la ubicación más conveniente de las tomas, embalses o puntos de descarga. Dada la variedad de situaciones que se pueden presentar en la práctica no es posible establecer reglas generales; no obstante, esta información proporciona indicaciones genéricas, por otra parte de sentido común, de cómo orientar el estudio de las alternativas de aprovechamiento. En particular, se puede señalar que:

- Un tramo con escasa pendiente longitudinal indica que es apropiado para la creación de un embalse y que su aprovechamiento se puede conseguir en forma más económica mediante una presa que mediante una conducción; en este sentido, se puede afirmar que las conducciones solo suelen resultar rentables si permiten conseguir un gradiente mayor que el 1 %.
- Conviene establecer los puntos de derivación al final de los tramos con aportaciones laterales de importancia y los puntos de descarga al principio de los mismos; en consecuencia, es conveniente que el fraccionamiento que implica el desarrollo del río mediante varios saltos no divida los tramos con aportaciones laterales reducidas; asimismo, la confluencia de los afluentes de importancia suele ser un emplazamiento adecuado para la toma, no solo porque puede señalar el límite superior de un tramo con aportaciones laterales pequeñas, sino también porque se incrementa la capacidad de embalse al ocupar dos cauces. Esta regla no es aplicable a las cuencas de alta montaña con cauces ramificados, en las que las corrientes secundarias pueden tener un peso conjunto mayor que la principal, restando importancia a las confluencias.
- Los gradientes energéticos bajos suelen indicar tramos de escaso interés; por el contrario, gradientes elevados indican tramos de río de gran interés energético, adecuados para su aprovechamiento mediante una conducción en presión.

La definición de alternativas debe tomar en consideración no solo las características altimétricas e hidrológicas, únicas que intervienen en el potencial lineal bruto, sino también la geomorfología de la cuenca, el tipo de ocupación de la misma y los condicionamientos medioambientales. Por ello, el análisis del perfil lineal

bruto debe ir acompañado con el estudio de la planialtimetría y el análisis de las condiciones geológicas, sociológicas y medioambientales, que en gran medida condicionan la factibilidad técnica de un aprovechamiento. En este sentido, además de identificar la existencia de cerradas para la creación de presas de derivación o de embalse y de tramos de río con formas planimétricas especiales (curvas, proximidad de cauces, etc.) que puedan condicionar la definición de alternativas, se debe evaluar en forma general la ubicación y orientación de los principales accidentes geológicos, la existencia de núcleos poblados o de infraestructuras de importancia, las condiciones medioambientales, etc., que con frecuencia condicionan o impiden la utilización de los recursos de un subtramo.

Con esta información se completará el perfil energético técnico de los ríos de la cuenca y se definirán esquemas de desarrollo alternativos que, una vez evaluados, permitirán establecer un esquema preliminar de desarrollo y determinar el potencial económico de la cuenca.

4. APROVECHAMIENTO DEL POTENCIAL ENERGÉTICO

Los recursos de las cuencas y ríos de interés energético se aprovechan mediante una sucesión de saltos en cascada que utilizan el desnivel disponible en la forma más conveniente posible desde los puntos de vista técnico, económico y medioambiental. En la actualidad se suelen preferir las conducciones subterráneas en carga a los canales superficiales en régimen libre, por lo que el desarrollo de los tramos de ríos de interés suele estar integrado por presas de derivación o embalse, conducciones en presión y centrales de pie de presa o con la descarga alejada de ella.

En la parte alta de las cuencas, cuyos ríos tienen pendiente elevada y aportaciones reducidas, predominan los aprovechamientos con presas de derivación o embalse, conducciones subterráneas en presión y centrales que utilizan desniveles de importancia; en esta situación, se tiene una capacidad energética específica (kWh/m^3) elevada, lo que puede hacer rentable la captación de los ríos o quebradas que cruzan la conducción o el trasvase de afluentes que se incorporan al río principal aguas abajo de la presa. Este tipo de desarrollo puede dar origen a esquemas complejos, con multitud de captaciones o trasvases y unas pocas centrales donde se concentra la utilización de las aportaciones de la cuenca; tal es el caso, por ejemplo, del aprovechamiento de la cuenca alta del río Sil en España, representado en la figura 3.4, con 16 presas o captaciones y una potencia total instalada de 1.262 MW.

Los ríos en la parte media o baja de las cuencas suelen tener una pendiente reducida y aportaciones más elevadas, lo que hace más interesante el desarrollo de los recursos mediante presas de embalse y centrales de pie de presa; en estos casos se llega a un esquema de desarrollo en el que se utiliza el desnivel disponible mediante presas, cada una de las cuales remansa el río hasta la descarga de la central situa-

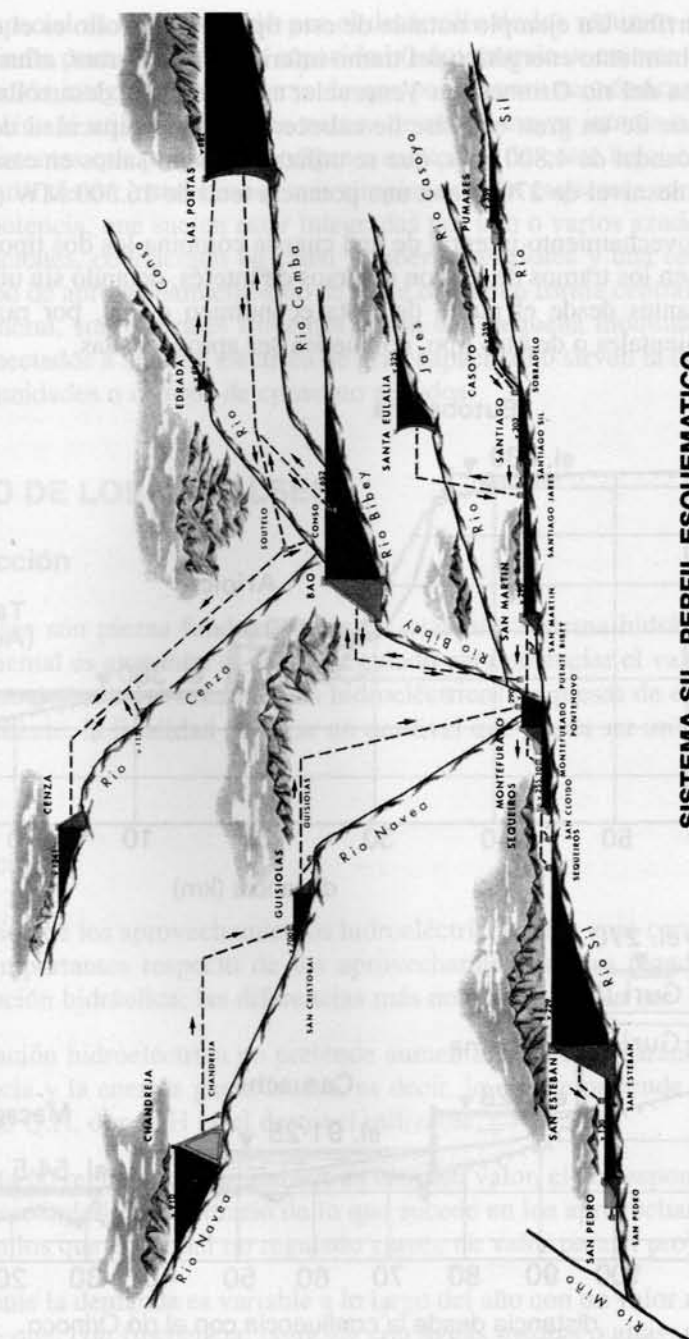


Fig. 3.4

Aprovechamiento hidroeléctrico de la cuenca del río Sil. Fuente: IBERDROLA.

da aguas arriba. Un ejemplo notable de este tipo de desarrollo es el constituido por el aprovechamiento energético del tramo inferior del río Caroní, afluente por la margen derecha del río Orinoco, en Venezuela; este esquema, desarrollado por EDELCA, dispone de un gran embalse de cabecera con una capacidad de 138 km^3 que regula un caudal de $4.800 \text{ m}^3/\text{s}$, que se utiliza en cuatro saltos en cascada que desarrollan un desnivel de 270 m con una potencia total de 16.300 MW (figura 3.5).

El aprovechamiento integral de una cuenca combina los dos tipos de desarrollo anteriores en los tramos de río con recursos de interés, dejando sin utilizar las zonas no interesantes desde el punto de vista económico o que, por razones técnicas, medioambientales o de otro tipo, no pueden ser aprovechadas.

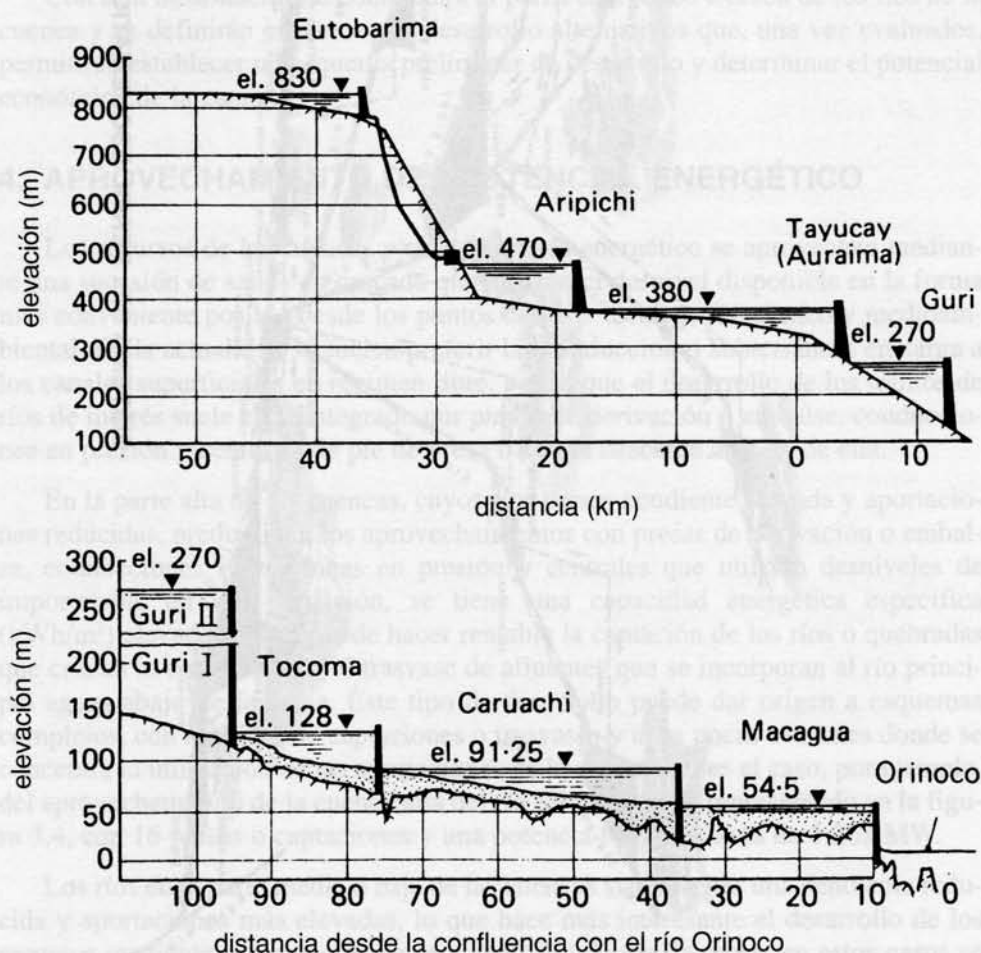


Fig. 3.5

Aprovechamiento hidroeléctrico del río Caroní. Fuente: EDELCA.

Un caso especial es el constituido por el desarrollo de los recursos de los ríos pequeños mediante centrales de poca capacidad (minicentrales); en este caso no se busca la utilización integral de un recurso, lo que por razones económicas resultaría impracticable, sino la utilización de los tramos de río de mayor interés o con instalaciones preexistentes que puedan dar origen a esquemas de coste bajo; este tipo de aprovechamientos tienen instalaciones más simples que los esquemas convencionales de mayor potencia, que suelen estar integradas por uno o varios azudes de derivación o captaciones, conducción en canal y tubería exteriores y una central. Asimismo, este tipo de aprovechamientos no se suele operar en forma centralizada sino que, por lo general, son centrales fluyentes o con una pequeña modulación diaria que operan conectados a una red eléctrica de gran capacidad o sirven la demanda de pequeñas comunidades o centros de consumo aislados.

5. ESTUDIO DE LOS EMBALSES

5.1. Introducción

Los embalses son piezas fundamentales en cualquier sistema hidráulico, cuya misión fundamental es aumentar el caudal regulado para potenciar el valor del proyecto; en el caso de los aprovechamientos hidroeléctricos las presas de embalse tienen, adicionalmente, la finalidad de crear un desnivel que pueda ser utilizado en la generación.

5.2. Regulación

La regulación de los aprovechamientos hidroeléctricos tiene unas características diferenciales importantes respecto de los aprovechamientos para regadío u otros tipos de utilización hidráulica; las diferencias más notables estriban en:

- la regulación hidroeléctrica no pretende aumentar el caudal garantizado sino la potencia y la energía garantizadas, es decir, lo que se pretende regular no es Q sino $Q.H$, donde H es el desnivel utilizable,
- la energía no regulada tiene también un elevado valor, el correspondiente a la energía secundaria, al contrario de lo que sucede en los aprovechamientos de riego, en los que el caudal no regulado carece de valor para el proyecto,
- usualmente la demanda es variable a lo largo del año con un valor máximo en invierno que, con frecuencia, coincide con aguas medias o altas; por el contrario, la demanda de riego, también variable, tiene el máximo en verano, coincidiendo con el período de aguas bajas,

- la regulación hidroeléctrica se aprovecha en todo el salto existente aguas abajo de la presa de regulación; contrariamente, en los aprovechamientos que consumen agua como los de riego, el efecto de la regulación desaparece con el propio aprovechamiento (en realidad lo que desaparece es el propio caudal regulado),
- al utilizar el volumen de embalse disminuye el salto, por lo que para conservar la potencia garantizada hay que aumentar el caudal turbinado. Esto solo afecta al salto asociado a la presa de regulación y no a los saltos existentes aguas abajo,
- la regulación energética, o lo que es lo mismo, el afirmamiento de la potencia instalada, se puede conseguir con medios artificiales, como por ejemplo, haciendo reversible el aprovechamiento.

Por estas razones, la regulación de los aprovechamientos hidroeléctricos, al menos de aquellos integrados en un mercado con una fuerte componente térmica, es mucho menos importante que la regulación para otros usos del agua, razón por la cual no suele estar justificado desde el punto de vista económico una regulación superior a la estacional. En este sentido hay que resaltar que la misión fundamental de las presas de embalse hidroeléctricas no es necesariamente la regulación, sino que puede ser la creación de un desnivel, lo que justifica el hecho de la existencia de muchas presas de gran altura en las que la variación del nivel del embalse es muy reducida, exclusivamente la necesaria para conseguir una regulación de tipo semanal o mensual, lo que requiere una capacidad de embalse muy escasa. De hecho, la rentabilidad de los embalses decrece al aumentar el grado de regulación, según se puede apreciar en el siguiente resumen esquemático:

- | | |
|-------------------------|--|
| - Sin embalse. | Central fluyente; la potencia firme es la correspondiente al Q_{95} natural. |
| - Regulación diaria. | Se multiplica la potencia firme por $24/T_p$, donde T_p es la duración media de la punta; por ejemplo, si ésta tiene una duración de 8 horas, la potencia firme se multiplica por 3. Máxima rentabilidad de la regulación. |
| - Regulación semanal. | Se incrementa sensiblemente la potencia firme, ya que se traspasa agua del fin de semana cuando la demanda energética es pequeña y hay un excedente de potencia, a los días laborables en los que la demanda es elevada y hay un déficit energético. Rentabilidad elevada. |
| - Regulación estacional | Se incrementa la potencia firme al pasar el caudal regulado del Q_{95} semanal al caudal medio de la esta- |

ción crítica de mayor demanda del año seco tipo. Rentabilidad media.

- Regulación anual Aumenta el caudal firme pasando del medio de la estacion de mayor demanda al medio del año seco. El aumento suele ser modesto y la rentabilidad de la regulación baja.
- Regulación hiperanual Se aumenta ligeramente el caudal firme; el incremento suele ser muy pequeño frente a la capacidad de embalse requerida, por lo que la rentabilidad es baja a muy baja.

Por el contrario, la regulación en los sistemas preponderantemente hidráulicos es mucho más importante, puesto que en estos sistemas, a diferencia de los mayoritariamente térmicos, no se puede utilizar una parte de la energía secundaria porque, durante los períodos húmedos en los que existe este tipo de energía, la capacidad de generación hidráulica supera a la demanda y, en consecuencia, no hay mercado para los excedentes no garantizados; por esta razón, una parte de la energía secundaria en estos casos carece de valor y es de interés aumentar el grado de regulación de los aprovechamientos para transformarla en energía firme. Asimismo, en los sistemas preponderantemente térmicos con escasez de energía hidroeléctrica regulada puede resultar conveniente incrementar la capacidad de regulación y el equipamiento de los aprovechamientos hidroeléctricos, no tanto para aumentar la energía firme de los mismos, como para incrementar la capacidad de reserva energética del sistema y facilitar su control.

5.3 Evaluación

Las presas de embalse son, con frecuencia, los elementos más costosos y problemáticos de los aprovechamientos hidroeléctricos, y por ello deben ser estudiadas con detalle analizando todas las posibilidades de embalse existentes por lo que, durante los estudios de evaluación se debe realizar un catálogo de las cerradas de la cuenca. Para este estudio se necesita disponer de cartografía general, al menos a escala 1:50.000 con equidistancia cada 20 m que, aunque insuficiente para evaluar el coste de las presas, sirve para detectar los emplazamientos de interés que en una etapa posterior se estudiarán sobre el terreno. Los planos a mayor escala y los levantamientos geológicos solo se precisarán después de una comprobación previa de que la presa parece viable y es útil para el sistema. En esta fase previa, por consiguiente, deben analizarse todas las ubicaciones posibles pues el coste del análisis es mínimo; solo después de este análisis se eliminarán los embalses claramente inviables o poco convenientes para el aprovechamiento, concentrando los estudios posteriores en los más interesantes.

Para cada cerrada y embalse hay que obtener una serie de datos significativos en función de la cota de embalse; estos datos se representan en curvas características que relacionan la cota del embalse (o altura de la presa) con la capacidad o el coste; las curvas de mayor interés son:

- **Curvas cota-área y volumen de embalse.** Estas curvas, que se obtienen planimetrando las curvas de nivel del embalse, relacionan su cota con la superficie inundada y la capacidad total de almacenamiento. Son imprescindibles para calcular el coste de las expropiaciones (la primera) y para realizar los estudios de regulación.
- **Curva cota-coste de la presa.** El coste de la presa se obtiene de una manera aproximada en las fases previas, sólo como información del orden de magnitud; para calcularla se utilizan fórmulas aproximadas que dan el volumen en función del tipo de presa y de la forma de la cerrada y a partir de él se calcula su coste utilizando un precio medio característico¹. Al coste del cuerpo de presa así estimado se le añade el coste de las expropiaciones, el de reposición de las infraestructuras y servicios inundados y el coste preliminar del desvío provisional y del aliviadero. Esta curva puede complementarse con otras dos de volumen de embalse-coste marginal y cota-coste marginal del embalse que dan, respectivamente, el coste del m³ adicional de embalse y el aumento de coste necesario para llevar el embalse hasta la cota inmediata superior.
- **Curva cota-energía embalsada.** Esta curva se calcula teniendo en cuenta que el volumen de agua retenido en el embalse se turбина hasta el punto más bajo de la cuenca; esta curva puede complementarse con otra que relacione la cota con el coste del kWh embalsado o el coste marginal de la reserva energética.

Con los datos descritos, que se irán corrigiendo a medida que se incorporen datos básicos de mayor precisión, se pueden comparar los embalses, bien para decidir el más conveniente entre dos que cumplen el mismo objetivo, o bien para estimar el rango de alturas de presa más conveniente. En este sentido, hay que señalar que la comparación directa de dos embalses no proporciona resultados concluyentes, para lo cual se precisa comparar los saltos asociados a cada uno de ellos.

La regulación energética proporcionada por una presa se utiliza en todos los aprovechamientos hidroeléctricos situados aguas abajo, por lo que siempre resulta

¹ El volumen de una presa es proporcional al momento estático de la cerrada topográfica respecto de la coronación; por ello, algunas veces se determinan las curvas que relacionan la altura de la presa con este momento, lo que proporciona una primera indicación de la calidad de la cerrada. No obstante, es más usual calcular el volumen de la presa con fórmulas aproximadas; por ejemplo, si la cerrada puede asimilarse a un trapecio de bases B y b, el volumen de la presa puede obtenerse en forma aproximada mediante la expresión: $A \cdot (b + (B-b)/3)$, donde A sería el área de la sección transversal de la presa en el cauce.

de interés regular en la cabecera de la cuenca. Contrariamente, las presas de regulación para los proyectos de regadío o abastecimiento pueden estar en cualquier lugar aguas arriba del punto de derivación, y sólo se utiliza en éste. Por ello, los embalses superiores o medios en los aprovechamientos de usos múltiples tienen una utilidad preferentemente hidroeléctrica, mientras que en los inferiores predomina el interés volumétrico para usos consuntivos.

5.4. Nivel mínimo de operación

El nivel mínimo de operación de los embalses de regulación de los aprovechamientos hidroeléctricos está condicionado por el salto mínimo de operación de las turbinas y por la tasa de azolvamiento del embalse consecuencia de la deposición de los sedimentos en suspensión y del arrastre de fondo del río.

La primera condición fija el nivel mínimo en la cota de embalse que proporciona el salto mínimo de operación de las turbinas; esta limitación es de importancia en los aprovechamientos de pie de presa, ya que, a causa de la cavitación, vibraciones o bajo rendimiento, las turbinas no pueden, por lo general, operar por debajo de un salto equivalente al 40-50 % del salto máximo, lo que obliga a disponer un nivel de operación mínimo de embalse próximo a la mitad de la altura de la presa. Esta limitación no tiene influencia en los saltos con una conducción en presión con la que se gana un desnivel adicional igual o superior al salto mínimo operacional; por el contrario, puede ser extremadamente gravosa en los embalses de uso múltiple en los que puede ocurrir que los usos prioritarios del agua impongan un descenso de nivel por debajo del mínimo de funcionamiento de las turbinas, quedando la central sin servicio mientras permanezcan estos niveles.

El azolvamiento de los embalses como consecuencia de la deposición de los sedimentos en suspensión o los arrastres de fondo transportados por el río es un problema grave en muchas regiones del mundo, tanto por la pérdida de capacidad a causa de los sedimentos depositados como por la acción erosiva sobre las turbinas de los no depositados y derivados hacia la casa de máquinas. En lo que se refiere a los embalses este problema condiciona con frecuencia el diseño conceptual del aprovechamiento de una cuenca, puesto que obliga a disponer embalses de gran capacidad con las tomas y el nivel mínimo de operación a una cota muy alta por encima del nivel del cauce o, de lo contrario, a disponer presas de derivación e instalar desarenadores en las tomas de carga.

El problema es especialmente grave en los ríos con una pendiente elevada en los que no se pueden conseguir grandes capacidades de embalse; en estos ríos, que por otra parte son los que tienen una mayor capacidad de arrastre de sedimentos, hay que prever medidas especiales para garantizar la operación de los aprovecha-

mientos hidroeléctricos, como pueden ser el desarrollo del recurso mediante presas de derivación y desarenadores, consiguiendo la regulación en un embalse de cabecera o en embalses situados fuera del cauce principal, o dotando las presas en el río principal con desagües de fondo de gran capacidad que permitan la limpieza periódica del embalse. Otra medida recomendable es la de prever la instalación de un dispositivo de dragado que utilice la carga hidráulica proporcionada por el embalse, para lo que en una primera etapa bastaría con dejar un conducto practicable atravesando la presa al que, cuando fuera necesario, se pudiera conectar el equipo de dragado hidráulico.

6. MODELO DE SIMULACIÓN

Las alternativas para el aprovechamiento hidroeléctrico de una cuenca pueden ser muy variadas y complejas, por lo que requieren una sistematización para abordar su estudio y la utilización de medios informáticos adecuados. En cuencas sin excesiva complejidad o extensión pueden realizarse los estudios de aprovechamiento por obras individualizadas, lo que ofrece la ventaja de un tratamiento más preciso y matizado; por el contrario, en cuencas extensas o complejas, o para el estudio regional de recursos, conviene crear bancos de datos y un modelo de análisis que permitan procesar con un tiempo y coste razonables todas las alternativas en consideración y, adicionalmente, facilite la actualización periódica de la información de partida incorporando datos nuevos o corrigiendo los anteriores a medida que progresa el grado de conocimiento sobre la cuenca.

De esta forma se han estudiado los recursos de cuencas muy extensas, o incluso de países, como Guatemala o Ecuador, o en España para las minicentrales. En cualquier caso, después de utilizado el modelo y obtenidos los parámetros o estrategias óptimas de desarrollo, se debe volver al análisis individualizado para comprobar y afinar los resultados, puesto que la utilización de un modelo implica, por su propia amplitud, la esquematización de las alternativas a partir de un reducido número de parámetros, lo que conlleva una pérdida de precisión en el análisis o de versatilidad en la definición de variantes. En consecuencia, es esencial completar el estudio mediante el modelo con un análisis individualizado de las estrategias de desarrollo seleccionadas, lo cual potenciará la calidad de la evaluación y la utilidad de los estudios.

En este sentido se debe poner de manifiesto que el estudio del aprovechamiento de los recursos de una cuenca es un proceso iterativo que comienza con la definición de los potenciales bruto, técnico y económico anteriormente descritos, con lo que se obtiene una evaluación de la capacidad energética utilizable así como una configuración general de la forma de realizar el aprovechamiento. Posteriormente, si el recurso resulta de interés, se debe profundizar su análisis

mediante la obtención de cartografía de detalle y la realización de estudios complementarios de tipo hidrológico, sedimentológico, geológico, geotécnico, medioambiental y energético, que permitan completar el estudio de prefactibilidad correspondiente. Con este estudio se cuantificará con bastante precisión el coste y la producción energética y se evaluarán las dificultades de desarrollo de los esquemas seleccionados, lo que permitirá formar un catálogo de aprovechamientos de interés. Por último, y según las necesidades del mercado, se realizará el estudio de factibilidad de los esquemas más adecuados, con el que se optimizará el esquema de desarrollo, se completará el estudio de operación y el diseño del esquema seleccionado y se evaluará el aprovechamiento desde los puntos de vista técnico, económico y financiero.

Los modelos de simulación de la cuenca permiten además analizar las diversas opciones de operación frente a distintas hipótesis de demanda y condiciones hidrológicas, con la finalidad de seleccionar las más idóneas en cada caso.

7. CONSTRUCCIÓN ESCALONADA

El aprovechamiento de una cuenca comporta la construcción de varios saltos hidroeléctricos con presas de embalse o derivación, conducciones en presión o en régimen libre, captaciones, centrales, subestaciones y líneas de transporte, que forman un conjunto complejo de obras y actuaciones, como se muestra en las figuras 3.5 y 3.6 donde se representan esquemáticamente el desarrollo de una cuenca de tipo medio, como la del río Sil en España y otra de tamaño muy grande, la del río Caroní en Venezuela. En esta situación es lógico escalonar la construcción de los distintos saltos previstos en la cuenca, adaptándolos a las necesidades del mercado o a las disponibilidades financieras con lo que, adicionalmente, se consigue una utilización más eficiente de la estructura material y humana necesaria para llevar a cabo el desarrollo del recurso.

El orden lógico de la secuencia de la construcción de los saltos que integran el aprovechamiento integral de la cuenca es el de la mayor eficiencia económica y rendimiento energético; los saltos con presas de regulación grandes tienen una importancia decisiva en esta secuencia, especialmente si están situados en la cabecera del aprovechamiento, pero su valor energético depende de que estén en operación los saltos de aguas abajo, mientras que su coste es independiente de esta circunstancia; por ello, las presas de embalse pueden resultar muy rentables en la fase final y antieconómicas en la fase inicial, lo que aconsejaría emprender el aprovechamiento de la cuenca por los saltos con presas pequeñas y económicas o, incluso, en algunos casos, construir en forma escalonada las presas, previendo un recrecimiento posterior cuando el desarrollo de la cuenca baja haga aconsejable el incremento de la capacidad de regulación.

Asimismo, es conveniente prever el posterior aumento de la potencia instalada en los saltos que en la etapa inicial se construyeron con un equipamiento reducido a tenor de unas necesidades de mercado limitadas, por ejemplo con utilizaciones medias de 3.000-4.000 horas; en estos casos se debe prever la ampliación de la central en una segunda etapa, cuando aumente la demanda de energía de punta o sea necesario incrementar la capacidad con regulación instalada en el sistema.

En cualquier caso la envergadura de las inversiones que están en juego ameritan un análisis decisorio cuidadoso. Dado la complejidad del tema a causa de la interdependencia de unas obras con otras y de la diferencia de resultados funcionales y económicos de un salto aislado y del conjunto, es preciso analizar comparativamente las combinaciones y secuencias temporales posibles y razonables para deducir el plan de desarrollo más conveniente, de forma que se obtengan los resultados óptimos en cada fase. De los resultados de este análisis se deducirán también las obras parciales que pueden demorarse un cierto tiempo sin perjuicio de la operatividad y de la economía y las que, por el contrario, deben realizarse simultáneamente o con un espaciado limitado para obtener el debido rendimiento de las instalaciones ya en servicio.

BIBLIOGRAFÍA

- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, 1989.
- Brown, J. G., Hydro-Electric Engineering Practice, 1966.
- CNR, Development programme, achievements.
- Compagnie National du Rhône. Development Programme, 1981.
- CSE, Centrales de acumulación por bombeo.
- Gómez Navarro, J. L., Saltos de Agua y Presas de Embalse, 1994.
- Handbook, WP&DC, 1991 a 1996.
- Hydropower & Dams, 1997 World Atlas, The IJHD, 1997.
- IBERDROLA, Saltos de Soutelo y Saucelle-Huebra.
- Mosonyi, E., Water Power Development.
- The world's hydro resources, Yearbook, WP&DC, 1992 a 1997.
- U. S. Corps of Engineers, Hydropower, 1985.
- Vallarino, E., Obras Hidráulicas, 1998.
- World Atlas & Industry Guide; IHP\$D, 1998 y 1999.

Dimensionamiento de los aprovechamientos hidroeléctricos

1. INTRODUCCIÓN

Las características operativas y las dimensiones de una obra hidráulica han de determinarse analizando la adecuación de cada una de sus partes integrantes a los objetivos que se pretende conseguir, para lo cual se precisa realizar estudios comparativos entre los costes de construcción y los beneficios correspondientes con el propósito de determinar su interés económico. Excepcionalmente, la finalidad del proyecto puede carecer de objetivos económicos directos o estar muy condicionada por otros, como pueden ser los de tipo social o medioambiental, o tener una finalidad concreta y definida, como proporcionar una determinada potencia o energía, en cuyo caso debe satisfacerse con el mínimo coste posible.

Pero en los casos más frecuentes la magnitud del proyecto no está predefinida, por lo que se precisa un análisis de dimensionamiento y optimización para determinar la forma y dimensiones más convenientes. Este proceso tiene dos aspectos en el caso de los aprovechamientos hidroeléctricos, uno relacionado con el propio proyecto y cada uno de sus elementos constitutivos y el segundo en relación con el mercado eléctrico al que se conectará el esquema. Por lo general, la capacidad energética de un aprovechamiento suele ser pequeña frente a la capacidad instalada en el sistema o frente al crecimiento anual de la demanda del mismo, por lo que la influencia del mercado queda limitada a la definición del tipo de servicio que debe suministrar el proyecto en estudio (base, semipunta o punta) y a las condiciones que debe satisfacer la energía generada por el mismo para su calificación como firme o secundaria; no obstante, cuando el proyecto es grande o representa una parte signi-

ficativa de la demanda total del sistema, la influencia de éste sobre la configuración más apropiada del aprovechamiento es mucho más acusada y resulta necesario optimizar también su dimensionamiento con relación al sistema, puesto que no necesariamente el óptimo del primero corresponde con el equipamiento óptimo requerido por el segundo.

2. PROCESO DE DEFINICIÓN DE UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO

Salvo en los casos de esquemas sencillos con potencias instaladas pequeñas, la definición de un aprovechamiento hidroeléctrico sigue un proceso progresivo de fijación de características y dimensiones, y más si se trata del desarrollo de una cuenca con varias alternativas de embalses, unificación o separación de tramos, captaciones, etc.. Este proceso, en ocasiones de cierta duración, viene obligado por:

- la propia complejidad del tema,
- la recopilación de datos topográficos, hidrológicos, geológicos y medioambientales, que suelen requerir estudios e investigaciones de campo adicionales para completar la información básica de partida,
- la conveniencia de desarrollar los trabajos a medida que se van conociendo los resultados anteriores con la finalidad de conseguir la mayor eficacia de los recursos utilizados.

Los primeros estudios, denominados *Estudios Preliminares*, tienen el propósito de llegar a una definición general del proyecto o del aprovechamiento de la cuenca en estudio: la distribución de tramos, la situación de los embalses y sus capacidades, las cotas de toma y desagüe, los caudales utilizados, la capacidad energética, etc.. Todo ello en una primera aproximación para que sirva de base a ulteriores perfeccionamientos.

La etapa subsiguiente es el estudio de la *Prefactibilidad Técnica y Económica*, en la cual se realizan las investigaciones de campo básicas, se profundiza la definición del aprovechamiento y se analiza su rentabilidad con los criterios que luego se desarrollan, al objeto de precisar si interesa proseguir el proceso de estudio del aprovechamiento. Este estudio, realizado con los datos disponibles más los obtenidos con las investigaciones de campo básicas, ha de ser completado posteriormente hasta desembocar en el *Estudio de Factibilidad* del proyecto.

En el Estudio de Factibilidad se completan las investigaciones de campo necesarias para fundamentar el diseño, se optimizan las distintas partes constituyentes

del proyecto, se finalizan los estudios complementarios y el de evaluación de impacto ambiental, se completa el diseño de los distintos elementos constituyentes del proyecto, así como los estudios de construcción y costes y se realizan los estudios económicos y financieros necesarios para determinar la rentabilidad del esquema y los recursos financieros necesarios para su desarrollo.

El Estudio de Factibilidad define y evalúa totalmente el proyecto en estudio, para que la empresa promotora pueda juzgar sobre su grado de interés y, si es del caso, decidir el momento más oportuno para emprender su construcción. Para ello, a partir del diseño incluido en el Estudio de Factibilidad se elaborarán los *Documentos de Licitación* que permitan licitar, contratar y ejecutar las obras civiles y los suministros y montajes del proyecto.

En las primeras fases se procede, en principio, a un análisis técnico comparativo considerando las posibles soluciones y variantes de cada una de las obras en cuanto a ubicación, tipología, dimensiones, etc.. Con frecuencia hay una solución que se impone claramente a las demás por ser la más conveniente o la única razonablemente factible. Si no fuera así, se fijan las dimensiones de las obras aplicando los criterios de dimensionamiento usuales, los mismos para todas las variantes, y se estiman sus costes aproximados basándose en precios de obras similares. Supuesto que las diversas variantes producen el mismo efecto y tienen condiciones de seguridad iguales, se elige la de menor coste; si las diferencias no son claras, se debe proseguir con el estudio de las variantes de mayor interés hasta que un mejor conocimiento de los datos permita decidir.

Una vez decididas en principio unas dimensiones y características básicas hay que proceder a su optimización económica. Las dimensiones en la etapa anterior han sido fijadas por criterios medios razonables y hay que comprobar si son las más adecuadas: por ejemplo, las alturas de presa, los grados de equipamiento, la dimensión de las conducciones, etc.; en este segundo análisis para decidir las dimensiones o características más apropiadas se consideran, dentro de la decisión técnica previa (tipo de presa, de conducción, etc.) varias dimensiones alternativas en más y en menos que la elegida y se comparan sus beneficios con sus costes en la forma que más adelante se dice, para determinar la óptima. También se emplea este análisis para comparar variantes que producen resultados distintos, única forma de elegir entre ellas, pues técnicamente son diferentes.

El proceso descrito es el general partiendo de cero, pero lo más frecuente es que haya estudios o anteproyectos anteriores; es obvio que en estos casos el trabajo debe comenzar en el punto donde se quedó el anterior, aunque es aconsejable, especialmente si éste es antiguo, realizar una reconsideración previa y, si procede, una actualización de los datos y criterios.

3. CRITERIOS DE EVALUACIÓN

La evaluación económica de los aprovechamientos hidráulicos se realiza comparando los beneficios conseguidos a lo largo de su vida útil como consecuencia de su capacidad energética con el coste total, calculado como suma del coste de construcción, del coste de operación a lo largo del período de explotación y del valor residual al final del mismo (éste último con valor negativo); estos beneficios y costes se producen en épocas distintas, por lo que deben ser reducidos a una base común de comparación, para lo cual se precisa determinar las corrientes de beneficios y costes y, utilizando tasas de interés e inflación adecuadas, calcular su valor presente en una fecha determinada, habitualmente el principio de la operación comercial del aprovechamiento. Una vez actualizadas las corrientes de beneficios y costes se determinan los parámetros o índices que permiten evaluar el aprovechamiento desde el punto de vista económico; éstos son:

- el valor actualizado neto (VAN), que se define como la diferencia entre los valores actualizados de las corrientes de beneficios y costes,
- la relación R de beneficio/coste (B/C) que, como su nombre indica, es la relación entre los valores actualizados de las corrientes de beneficios y de de costes,
- la tasa interna de retorno (TIR), que es la tasa de interés que equilibra los beneficios con los costes, es decir, que hace nulo el valor del VAN o 1 el índice R.

Los criterios de evaluación más utilizados son el índice B/C y la TIR, que indican rentabilidad positiva cuando el valor del parámetro es mayor que 1 o mayor que el coste del dinero para la empresa promotora, respectivamente, mientras que el VAN suele utilizarse con más frecuencia en los estudios financieros. Estos criterios de evaluación caracterizan la rentabilidad de un aprovechamiento hidroeléctrico y, asimismo, permiten la comparación económica de dos proyectos de generación de energía, independientemente de su tipo o características.

Según se ha mencionado en el capítulo 2, los beneficios de un aprovechamiento hidroeléctrico se cuantifican asignando a su capacidad energética un valor igual al coste de conseguir una capacidad energética igual en una central térmica que proporcione un servicio equivalente, denominada térmica de referencia; en consecuencia:

- el valor unitario de la potencia garantizada se asimila al coste de instalación más el coste fijo de operación y mantenimiento de la central térmica equivalente, actualizado a lo largo de la vida útil del aprovechamiento hidroeléctrico en estudio; estos costes se refieren al kW neto instalado y deben estar multiplicados por el factor de ajuste correspondiente a la calidad y garantía de ser-

La evaluación y actualización de las corrientes de costes y beneficios conlleva una incertidumbre considerable, puesto que implica la estimación del coste de los combustibles y de las tasas de interés e inflación a lo largo del período de análisis que, como se verá más adelante, suele ser de 50-60 años; lógicamente, la estimación de estos parámetros se basa en las expectativas de evolución del mercado energético y en la situación económica nacional e internacional que, como es sabido, dependen de circunstancias que, en gran medida, son impredecibles. Por ello, es usual estimar estos parámetros en función de la situación previsible a corto plazo y realizar un análisis de sensibilidad para evaluar la influencia de su variación sobre los resultados del estudio. En cualquier caso, una vez establecidos los valores básicos del coste del combustible y de las tasas de interés e inflación, se puede suponer que el primero se encarecerá con una tasa algo inferior a la de inflación, con lo cual es posible calcular las tasas de interés ficticias definidas en el capítulo 2, que son las que intervienen en el análisis.

La vida útil de los grupos térmicos se suele estimar en 25-30 años, dependiendo si son TG (o centrales de CC) o TV, mientras que la de las centrales hidroeléctricas es mucho más prolongada; por ello, el período de análisis se suele extender al doble de la vida útil de los grupos térmicos de referencia o, si resulta más corto, al período concesional del aprovechamiento hidroeléctrico. En ambos casos, es decir en la central hidroeléctrica y en la térmica de referencia, se debe considerar la reposición de aquellas partes cuya vida útil sea inferior al período de análisis, lo que en el caso de la primera afecta a los equipos electromecánicos, subestaciones y líneas eléctricas, cuya vida útil se suele estimar en 25-30 años, y en el de la segunda a toda la planta con la excepción de las obras de infraestructura. Es de notar que la vida útil de las obras civiles de los aprovechamientos hidroeléctricos es más larga que los 50-60 años del período de análisis; no obstante, esta circunstancia no se toma en consideración puesto que los valores remanentes actualizados son insignificantes y, por otra parte, están neutralizados por los costes de las necesarias reparaciones o remodelaciones.

4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

Una vez seleccionada una solución y definidas sus características generales y operativas hay que proceder a optimizarla en sus diversos componentes, porque el hecho de que los índices económicos sean satisfactorios implica solo que el proyecto es aceptable, pero no que sea el mejor posible, ya que algunas de sus partes pueden estar mal dimensionadas restando eficacia económica al esquema seleccionado, sin que se manifieste el defecto gracias a la compensación con otras mejores.

Es por ello que cualquiera de los componentes del salto (presa, toma, conducción, caudal equipado, etc.) puede, aunque esté razonablemente dimensionado, ser suscep-

tible de mejora aumentando sus dimensiones para conseguir un incremento de producción en forma económicamente rentable o, por el contrario, reduciéndolas para evitar un exceso de capacidad no justificado desde el punto de vista económico.

A primera vista parecería que deberían analizarse varias alternativas con variaciones en más y en menos de las distintas variables en estudio, comprobar para cada una la relación B/C, y elegir la que proporcione la rentabilidad más elevada. Sin embargo, este criterio es inadecuado porque, aunque mejoraría los resultados iniciales, volvería a reproducir los defectos apuntados al englobar aquellos en una media. Por ello, es preferible optimizar cada una de las variables en forma independiente, analizando el beneficio y coste de la solución inicial seleccionada y de dos o tres variantes en las que se modifica en más o en menos el valor de la variable en estudio; con este procedimiento se destaca el efecto marginal de la dimensión de la variable analizada y se identifica más fácilmente el valor más conveniente.

El análisis de optimización de una de estas variables adopta la forma típica de la curva de la figura 4.1, donde en abscisas se representa el coste total correspondiente a los distintos valores de la variable en estudio y en ordenadas el beneficio actualizado total. Las ordenadas de la línea recta C a 45° representan los costes y la curva B los beneficios actualizados, que normalmente tiene una forma convexa, ya que el beneficio crece más que el coste para valores pequeños de la variable y menos para los valores altos. La diferencia B-C representa el VAN correspondiente al punto considerado y la inclinación de la línea recta que une el origen O con el punto de la curva B representa la relación B a C.

El punto M (C_m , B_m) en el que la tangente a la curva B es paralela a la recta C tiene la peculiaridad que la inversión de una unidad monetaria en más o en menos da un beneficio equivalente a la inversión; esta igualdad del beneficio e inversión marginal no significa que la obra adicional no represente ventaja alguna, ya que la actualización de los beneficios netos y la amortización del capital invertido se ha realizado suponiendo una tasa de interés i , por lo que la inversión marginal daría ese interés y la TIR sería igual a i ; asimismo, esta situación es la que da el máximo de la función $VAN=B-C$. Las inversiones adicionales por encima de C_m darían una $TIR < i$, y por lo tanto representarían una pérdida económica, ya que la tasa de interés representa el mínimo exigible a la inversión, mientras que, por el contrario, las inversiones adicionales por debajo de C_m darían una $TIR > i$. Por lo tanto, la dimensión óptima de la variable sería la equivalente a la inversión C_m , que matemáticamente se define por la condición $dB=dC$, o bien, si x es la dimensión característica de la variable en estudio (altura de presa, diámetro de la conducción, caudal equipado, etc.), se puede escribir:

$$\frac{\partial B}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial x} \quad (4.1)$$

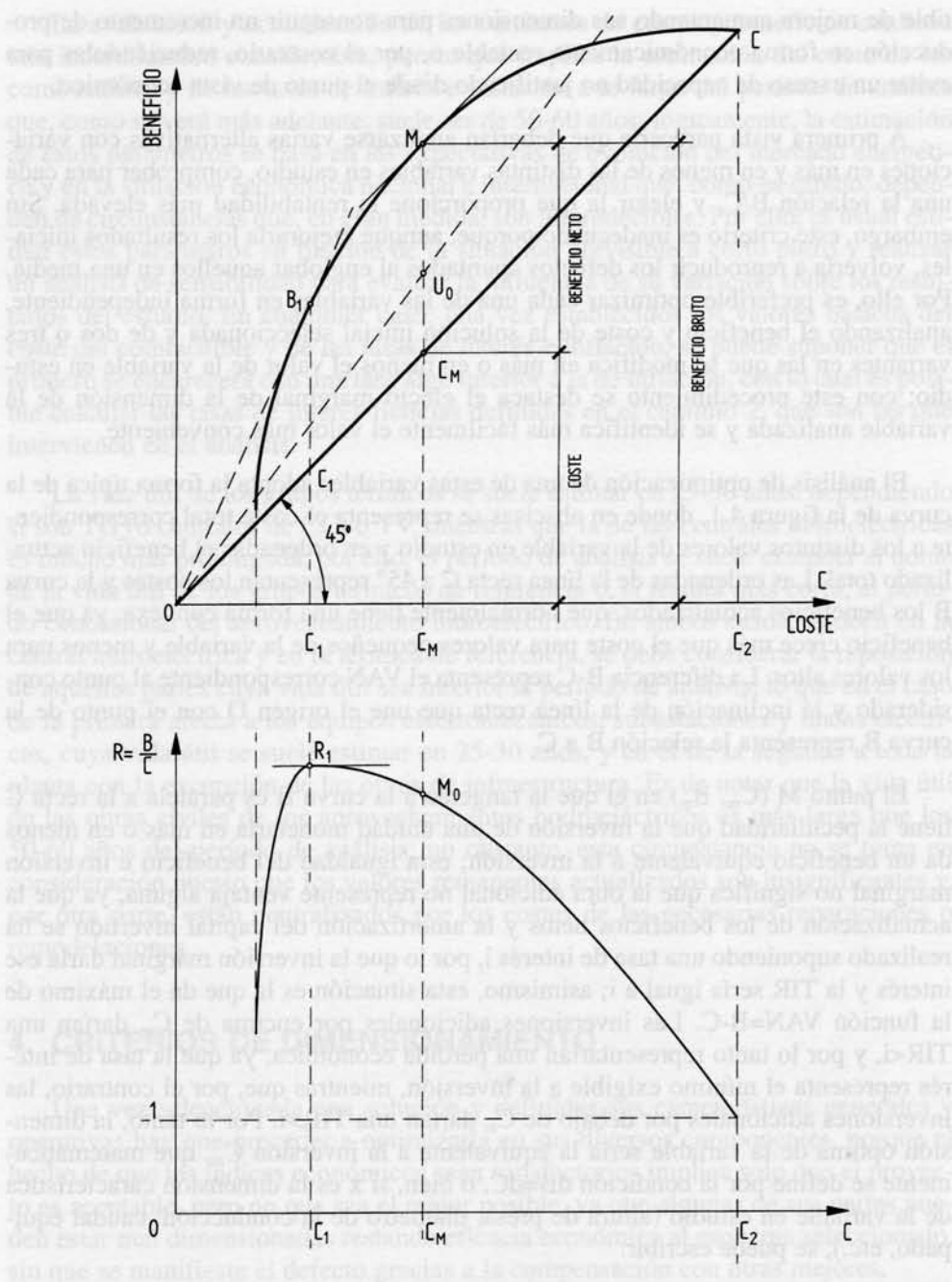


Fig. 4.1
Optimización de una variable.

Es de notar que la relación B/C es máxima en el punto B_1 de tangencia desde el origen a la curva B , por lo que sería admisible dimensionar para este punto con lo que se obtendría la rentabilidad máxima de la inversión; sin embargo, las obras hidráulicas utilizan recursos naturales limitados de propiedad pública, por lo que su utilización debe ser lo más completa posible, es decir, la correspondiente a la inversión marginal límite definida por el punto M . De no llegar a ella se infrautilizaría el recurso natural disponible, pero si se superara se inmovilizaría un capital adicional, que también es un recurso, el cual resultaría más útil para la sociedad empleado en cualquier otro sector. No obstante, cuando los recursos disponibles superan ampliamente la demanda, se suele dimensionar para la máxima rentabilidad (punto 1), en lugar de para la inversión marginal límite (punto M), ya que no se precisa la parte del recurso no utilizada; ésta se podrá utilizar en una segunda etapa mediante la ampliación del aprovechamiento inicial, cuando se hayan agotado los recursos alternativos más rentables.

En rigor, la optimización debería realizarse considerando todas las variables en el conjunto del aprovechamiento y aplicando a cada una la ecuación anterior, pues en realidad influyen entre sí. No obstante, en la práctica se considera cada variable en estudio individualmente y el resto invariable, lo que simplifica considerablemente el proceso y resulta aceptable; en el caso de que el óptimo de una variable se aleje bastante de las dimensiones de partida y pueda influir en la optimización de otras variables parciales, se comprobarían éstas teniendo en cuenta las nuevas dimensiones de aquella.

De acuerdo con lo anterior, la optimización de cada una de las partes integrantes de un aprovechamiento, como por ejemplo: la altura de la presa, la sección de la conducción o el caudal equipado, se realiza comparando los incrementos de costes y de beneficios correspondientes a un pequeño incremento de la variable en estudio es decir, comparando las derivadas parciales, o lo que es lo mismo, los valores marginales, de las funciones de beneficio y de coste con relación a la variable analizada.

La finalidad de la optimización no es, según se ha mencionado, la de establecer el valor de la variable que dé la rentabilidad máxima, lo que conduciría a una utilización incompleta del recurso, sino el que proporcione una rentabilidad marginal igual a la mínima exigida; según este criterio, la dimensión óptima con relación a una variable es aquella en la cual la última unidad monetaria invertida da un beneficio neto que, actualizado, reproduce la unidad monetaria invertida, es decir, que los valores marginales de los índices económicos son: el $VAN=0$, la relación $B/C=1$ y la TIR igual a la tasa de interés exigida y utilizada en la actualización de los beneficios y en la determinación de los costes. En consecuencia, la dimensión óptima divide la curva de beneficios vs. costes en dos partes, una anterior en la que R es superior a 1 o la TIR es superior al coste del dinero y otra posterior en la que el valor de estos índices es menor que los límites señalados.

Este criterio de dimensionamiento es general y se aplica igual a las inversiones públicas que a las privadas; la diferencia puede estar en que el promotor privado exigirá una rentabilidad mayor o igual que el coste del dinero en el mercado privado, mientras que un promotor público puede considerar una tasa más reducida porque, entre otras razones, percibe beneficios adicionales a través de los impuestos que tienen su origen en el bien producido.

5. CENTRALES FLUYENTES

Según se ha mencionado, solo se construyen centrales fluyentes en los aprovechamientos en los que resulta impracticable o extremadamente costoso proporcionar al menos la pequeña capacidad de embalse necesaria para modular diariamente el caudal turbinado o cuando, por razones concesionales u operativas, no se puede modificar el caudal natural del río. En estos casos la única variable a optimizar es el caudal equipado, ya que la altura del azud de derivación suele venir determinada por las condiciones del emplazamiento y características del salto y la central opera en la base de la curva de carga, con lo que la potencia garantizada está prefijada por la distribución del caudal fluyente, la garantía exigida por el sistema (usualmente el 95 % por lo que el caudal firme o garantizado es el caudal disponible superado durante el 95 % del tiempo), y el salto disponible; por ello, la potencia instalada, que corresponde al caudal máximo derivable (caudal equipado), es normalmente muy superior a la garantizada, y la diferencial del producible energético es de carácter secundario o no garantizado.

El dimensionamiento del caudal equipado se estudia comparando el coste marginal del equipamiento con el beneficio marginal, es decir, comparando el incremento de coste correspondiente a un aumento de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ en el caudal equipado con el valor de la energía secundaria conseguida con este incremento. El aumento de coste corresponde básicamente a la conducción, a la cámara de carga y a la central, puesto que tanto la presa de derivación como la línea eléctrica tienen un coste que se puede considerar independiente del grado de equipamiento; para cuantificar esta variación del coste, especialmente en estudios preliminares o de dimensionamiento, es conveniente establecer curvas de costes tipo que, en función del caudal equipado, den el coste unitario o global del elemento en estudio; este procedimiento es válido a causa de la rápida variación del beneficio marginal con relación al grado de equipamiento, por lo que no se requiere una elevada precisión en la evaluación de los costes. Por el contrario, en proyectos grandes o cuando por razones especiales se necesita una mayor precisión, se debe realizar el prediseño de tres o cuatro variantes, evaluar sus costes y beneficios respectivos y calcular los costes y beneficios marginales correspondientes.

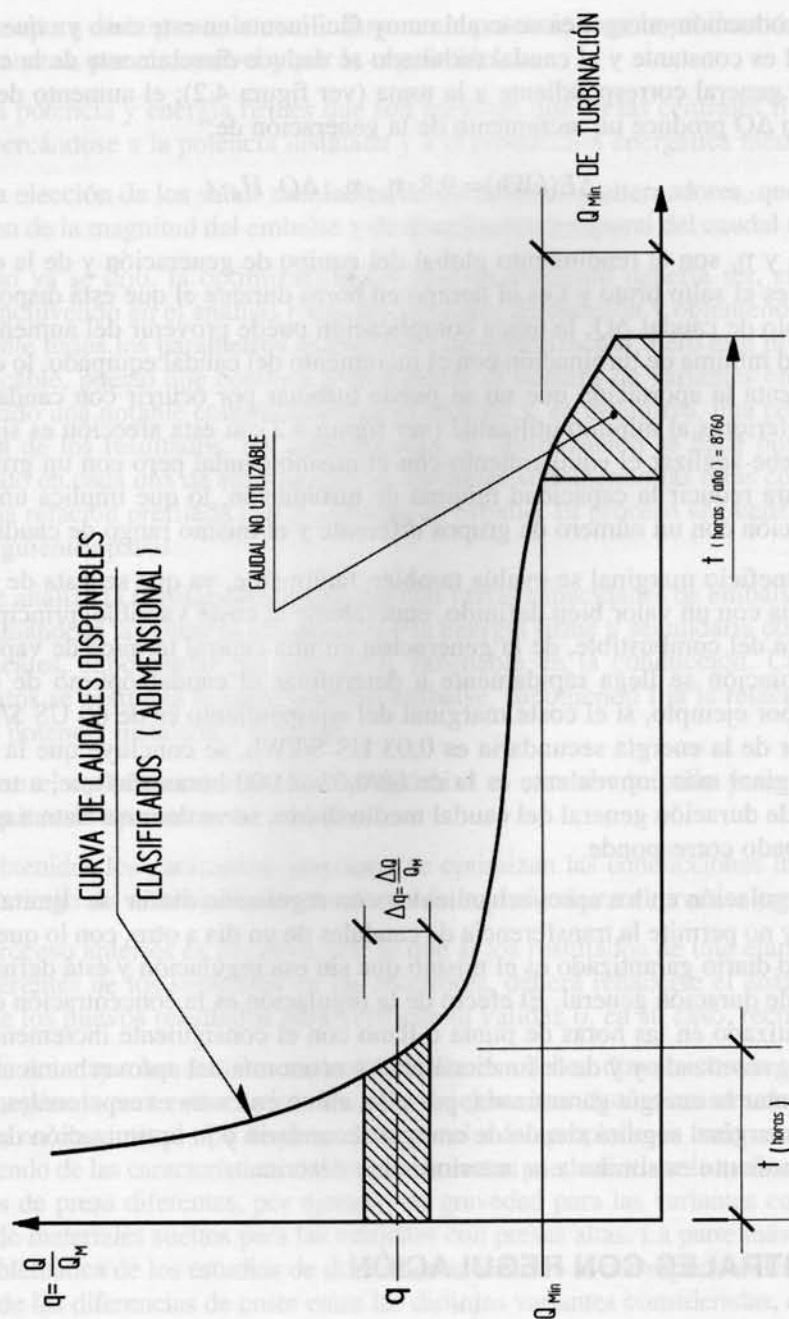


Fig. 4.2

Curva de duración general.

La producción energética se evalúa muy fácilmente en este caso ya que el salto bruto útil es constante y el caudal turbinado se deduce directamente de la curva de duración general correspondiente a la toma (ver figura 4.2); el aumento de caudal turbinado ΔQ produce un incremento de la generación de:

$$\Delta E(kWh) = 9.8 \cdot \eta_e \cdot \eta_c \cdot \Delta Q \cdot H_B \cdot t$$

donde η_e y η_c son el rendimiento global del equipo de generación y de la conducción, H_B es el salto bruto y t es el tiempo en horas durante el que está disponible el incremento de caudal ΔQ ; la única complicación puede provenir del aumento de la capacidad mínima de turbinación con el incremento del caudal equipado, lo que a su vez aumenta la aportación que no se puede turbinar por ocurrir con caudales fluyentes inferiores al mínimo utilizable (ver figura 4.2); si esta afección es significativa se debe analizar el equipamiento con el mismo caudal pero con un grupo adicional para reducir la capacidad mínima de turbinación, lo que implica una doble optimización con un número de grupos diferente y el mismo rango de caudales.

El beneficio marginal se evalúa también fácilmente, ya que se trata de energía secundaria con un valor bien definido, equivalente al coste variable, principalmente el coste del combustible, de la generación en una central térmica de vapor. Con esta evaluación se llega rápidamente a determinar el caudal óptimo de equipamiento; por ejemplo, si el coste marginal del equipamiento es de 60 US \$/kW.año y el valor de la energía secundaria es 0,03 US \$/kWh, se concluye que la utilización marginal más conveniente es la de $60/0,03=2.000$ horas/año que, a través de la curva de duración general del caudal medio diario, se ve de inmediato a qué caudal equipado corresponde.

La regulación en los aprovechamientos con regulación diaria se limita a este servicio y no permite la transferencia de caudales de un día a otro, con lo que el caudal medio diario garantizado es el mismo que sin esa regulación y está definido por la curva de duración general. El efecto de la regulación es la concentración del caudal garantizado en las horas de punta o llano con el consiguiente incremento de la potencia garantizada y de la funcionalidad y economía del aprovechamiento, pero sin aumentar la energía garantizada; por ello, salvo en casos excepcionales, la producción marginal seguirá siendo de energía secundaria y la optimización del grado de equipamiento es similar a la anteriormente descrita.

6. CENTRALES CON REGULACIÓN

El proceso de optimización de las centrales con regulación es bastante más complejo que el de las centrales fluyentes como consecuencia de que intervienen más variables, como son:

- La altura de la presa, la cual influye en la potencia y en la producción de dos maneras, por el desnivel y por la regulación.
- La potencia y energía firmes que son mayores que en las centrales fluyentes, acercándose a la potencia instalada y a la producción energética media.
- La elección de los saltos nominales de las turbinas y alternadores, que dependen de la magnitud del embalse y de distribución temporal del caudal utilizado.

Como ya se dijo, la optimización del aprovechamiento debería ser, en teoría, global, incluyendo en el análisis todas las variables de decisión y obteniendo simultáneamente todos los parámetros susceptibles de optimización. Pero este proceso es impracticable, puesto que conduce a multiplicar el número de variantes en estudio provocando una notable complicación en el análisis y, en definitiva, una pérdida de precisión de los resultados. En consecuencia, la optimización se hace por etapas, analizando en cada una de ellas una de las variables suponiendo las otras constantes o con una relación prefijada con la variable en estudio. El proceso se puede resumir en los siguientes pasos:

- Se analiza la regulación conseguida con varias capacidades de embalse, determinándose la potencia garantizada y la energía firme y secundaria correspondientes, suponiendo fija una p.d.c. razonable en la conducción. Con estos datos se optimiza la capacidad del embalse, suponiendo fija la relación entre la potencia instalada y la firme.
- Con el embalse seleccionado se optimiza el caudal equipado y se fijan los límites de operación del embalse.
- Obtenidos los parámetros anteriores se optimizan las conducciones utilizando un rango de velocidades en el entorno de la prefijada en el proceso precedente.

El proceso anterior es iterativo, por lo que si los resultados de una etapa fueran muy diferentes de los supuestos en las anteriores, deberá rehacerse el análisis partiendo de los nuevos resultados para verificar su validez o, en su caso, rectificarlos.

Es de notar que las distintas variantes analizadas deben dimensionarse con criterios homogéneos para evitar la introducción de elementos distorsionantes de la comparación; no obstante, el tipo de presa debe ser el más apropiado en cada caso lo que, dependiendo de las características del emplazamiento, puede motivar la evaluación con dos tipos de presa diferentes, por ejemplo de gravedad para las variantes con presas bajas y de materiales sueltos para las variantes con presas altas. La parte más laboriosa y problemática de los estudios de dimensionamiento es la correspondiente a la estimación de las diferencias de coste entre las distintas variantes consideradas, especialmente en lo que se refiere a la presa y a la central (obra civil y equipos electromecánicos); no obstante, no se requiere una gran precisión en la evaluación de estos costes ya que, como en el caso anterior, la variación del beneficio marginal es muy pronunciada.

6.1. Estudio de regulación

El estudio de la regulación de un aprovechamiento hidroeléctrico, especialmente si es de importancia, es más complejo que el de un embalse que regula el agua como elemento (riego, abastecimiento, etc.). En éste cuentan los caudales mientras que el nivel del embalse no interviene más que para definir el volumen disponible, pero no por sí mismo; por el contrario, en un embalse hidroeléctrico es fundamental puesto que es un componente directo de la potencia y de la energía generadas. Por otra parte, la potencia garantizada, que es la función objetivo, depende de varios factores como: el período del año (según la demanda), la estacionalidad de las aportaciones, el salto neto total disponible, el rendimiento del equipo de generación (función del caudal turbinado en cada momento y del salto) y la ganancia en los aprovechamientos situados aguas abajo. Todo ello, junto con las limitaciones funcionales de las turbinas, hacen que el tirante útil de los embalses hidroeléctricos sea más restringido que el de aquellos dedicados a otros usos.

El estudio de regulación energética se debe basar en una serie histórica o generada de caudales medios diarios o mensuales representativa de la hidrología del emplazamiento de la presa, que es deseable tenga una duración no inferior a 25 años y que incluya períodos secos y húmedos significativos. En cuanto a la metodología del análisis es la general de la regulación, esto es se plantean las aportaciones entrantes y salientes del embalse y se van acumulando las diferencias entre ellas con un límite superior que es la capacidad del embalse, alcanzado el cual se vierten por el aliviadero, y un límite inferior, que es el embalse mínimo de operación. En lo que sigue solo se analizan los aspectos específicos de la regulación hidroeléctrica, que son los resultantes de tener en cuenta, además de los caudales y de la capacidad del embalse, el desnivel conseguido con la presa de regulación y el utilizado en los aprovechamientos situados aguas abajo.

Previamente al proceso que se describe a continuación hay que tener en cuenta que el nivel mínimo de operación del embalse viene dado por tres límites:

- El salto mínimo de operación de las turbinas que se sitúa en torno del 50 % del salto máximo utilizado. Esta condición es, obviamente, tanto menos operativa cuanto mayor sea el salto total con relación a la altura de la presa, por lo que es máxima en las centrales a pie de presa y puede ser nula cuando la presa proporciona menos de la mitad del desnivel total.
- El mínimo exigido por la potencia garantizada durante el período crítico. Esta condición suele ser la más desfavorable cuando el período crítico coincide con el de estiaje.
- El azolvamiento previsible en el embalse. Esta condición solo opera a largo plazo y, salvo en ríos con aportes sólidos significativos, no suele ser condicionante.

El primer paso del estudio de regulación energética consiste en determinar la demanda que debe satisfacer el proyecto, es decir, la zona de operación en el servicio de la curva de carga del sistema, usualmente en la parte media o alta de la semipunta o en la punta; a partir de ello y de la definición de la potencia garantizada propia del sistema eléctrico y de la banda de utilización seleccionada, se precisan las horas de utilización en cada uno de los meses del año que debe tener la potencia para ser calificada como garantizada o, lo que es lo mismo, la demanda energética que debe satisfacer el proyecto. Con esta condición se determina la demanda energética mensual correspondiente a cada valor supuesto de la potencia garantizada.

Por otra parte, se estima el rendimiento de la generación en función del caudal turbinado y del salto neto disponible y se calcula éste en función de los niveles de agua en la toma y en la descarga y del caudal turbinado; con esta información y con las horas mensuales exigidas a la potencia garantizada se determina, en función del salto disponible y del mes, el caudal que se debe turbinar para conseguir esta potencia.

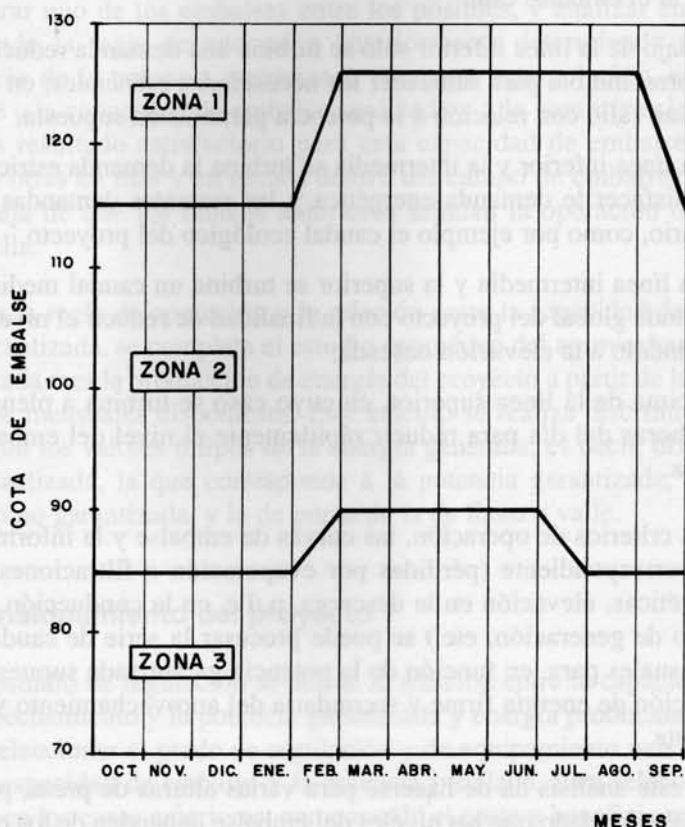


Fig. 4.3

Regla de operación del embalse.

Finalmente, teniendo en cuenta la información anterior y la distribución mensual del caudal fluyente y de la demanda energética, se elabora una regla de operación que optimice el valor de la regulación; esta regla, que fija el criterio de operación del proyecto, es decir, el caudal a turbinar en función de la época del año y de la elevación del embalse, se concreta definiendo el nivel de embalse deseable a lo largo del año mediante tres líneas (dos en los casos más sencillos como el representado en la figura 4.3) que relacionan el nivel del embalse con la época del año. La línea inferior, que ha de tener en cuenta las limitaciones del embalse mínimo, señala el embalse mínimo que se juzga necesario para poder cumplir el programa operacional previsto, y concretamente la potencia garantizada durante los meses más desfavorables. La línea intermedia determina el objetivo de volumen embalsado y la superior define el volumen máximo deseable o nivel de alarma.

El caudal a turbinar en cada momento queda determinado por la posición real del volumen embalsado con relación a las líneas definidas por la regla de operación, de forma que si el embalse está:

- por debajo de la línea inferior solo se turбина una demanda reducida, la mínima imprescindible para satisfacer las necesidades esenciales; en este caso se tendría un fallo con relación a la potencia garantizada supuesta,
- entre la línea inferior y la intermedia se turбина la demanda estricta necesaria para satisfacer la demanda energética y las restantes demandas de carácter prioritario, como por ejemplo el caudal ecológico del proyecto,
- entre la línea intermedia y la superior se turбина un caudal medio superior a la demanda global del proyecto con la finalidad de reducir el nivel del embalse llevándolo a la elevación deseada,
- por encima de la línea superior, en cuyo caso se turбина a plena capacidad las 24 horas del día para reducir rápidamente el nivel del embalse y evitar vertidos.

Con estos criterios de operación, las curvas de embalse y la información complementaria correspondiente (pérdidas por evaporación o filtraciones, servidumbres no energéticas, elevación en la descarga, p.d.c. en la conducción, rendimientos del equipo de generación, etc.) se puede procesar la serie de caudales medios diarios o mensuales para, en función de la potencia garantizada supuesta, determinar la producción de energía firme y secundaria del aprovechamiento y la garantía correspondiente.

En rigor, este análisis ha de hacerse para varias alturas de presa, pero la laboriosidad del cálculo (dado que los niveles del embalse dependen de los caudales turbinados acumulados y estos a su vez de los condicionantes de la potencia) es aconsejable un proceso simplificador por etapas. Por ello se comienza por realizar el

estudio para una altura de presa intermedia dentro del campo considerado, o la que se estime más probable, con lo que se concretan mejor los tanteos para determinar la regla de operación; una vez ajustada ésta y obtenidos unos resultados aceptables, resultará más fácil repetir el proceso para otras alturas de presa mayores y menores que la inicialmente considerada.

6.2. Potencia garantizada

El siguiente paso consiste en determinar la potencia garantizada obtenida con cada capacidad de embalse considerada. La garantía suele ser del 95 %, lo cual significa que se admite un 5 % de años con algún tipo de fallo en el servicio de esa potencia. Como la potencia garantizada depende de la regla de operación del embalse a través de los caudales regulados disponibles y del desnivel utilizable, el análisis es laborioso y exige tanteos e iteraciones. Para simplificarlo se comienza por considerar uno de los embalses entre los posibles, y analizar en él la regulación siguiendo la regla de operación anteriormente determinada y suponiendo varios valores de la potencia garantizada para, por interpolación, estimar la que corresponde a la capacidad de embalse analizada y a la garantía exigida. Una vez obtenido un resultado satisfactorio para esta capacidad de embalse, se repite el análisis con otras en más y en menos dentro del campo de embalses considerado, con la ventaja de que los tanteos anteriores señalan la operación óptima o muy próxima a ella.

Definida la regla de operación y la relación entre la capacidad de embalse y la potencia garantizada, se completa el estudio energético del aprovechamiento, calculando para cada mes la producción de energía del proyecto a partir de la serie de caudales medios mensuales disponibles. Este cálculo se realiza discriminando la producción según los valores o tipos de la energía generada, es decir, diferenciando la firme o garantizada, la que corresponde a la potencia garantizada, de la energía secundaria o no garantizada, y la de punta de la de llano o valle.

6.3. Dimensionamiento del proyecto

Con el estudio de regulación se define la relación entre la capacidad de embalse del aprovechamiento y la potencia garantizada y energía producida; por lo tanto, queda por seleccionar el grado de regulación y de equipamiento más convenientes, es decir, la capacidad de embalse y la potencia instalada. Esta selección se lleva a cabo, como en los casos anteriores, comparando el coste y beneficio marginales con relación a la variable estudiada (altura de presa y caudal equipado); aunque las dos variables están interrelacionadas y el proceso de análisis es iterativo, se suele

comenzar estudiando la capacidad de embalse, porque esta variable, a diferencia de caudal equipado, está con frecuencia condicionada por las características geomorfológicas del emplazamiento o la existencia de núcleos poblados o infraestructuras de valor en la zona del embalse.

6.3.1. Capacidad de embalse

La capacidad de embalse más conveniente se analiza evaluando el coste y el beneficio marginales de varias alternativas con diferentes capacidades de embalse; este análisis se realiza suponiendo una tasa de equipamiento o relación entre la potencia instalada y la garantizada uniforme, coherente con la zona de utilización del proyecto en la curva de carga del sistema eléctrico.

Con esta información y utilizando los criterios de valoración expuestos en el capítulo 2, se puede seleccionar la capacidad de embalse más conveniente o, al menos, un rango de capacidades de interés para el proyecto. El análisis se simplifica con frecuencia porque la curva que relaciona el coste con la capacidad de embalse o la altura de la presa suele presentar discontinuidades o estar limitada a causa de las características geológicas o topográficas de la cerrada o de los costes de explotación del embalse; estas discontinuidades condicionan la altura de presa o capacidad de embalse, lo cual reduce el margen de variación a considerar.

6.3.2. Potencia instalada

Una vez seleccionada la capacidad, o rango de capacidades de embalse, se estudia el grado de equipamiento para determinar la potencia instalada del proyecto. En este estudio hay que tener en cuenta que la capacidad de turbinación varía con la raíz cuadrada del salto neto disponible y que la potencia que puede entregar la turbina varía con el salto neto elevado a 1,5 (ver figura 4.4), lo que tiene una marcada influencia sobre la capacidad de generación en los esquemas que, como las centrales de pie de presa, tienen una variación relativa de salto importante; por ello, con el estudio de la capacidad equipada se debe determinar tanto el caudal nominal de la turbina como la potencia instalada en el alternador.

La curva ACB de la figura 4.4 ($Q=K \cdot H_N^{0.5}$) representa esquemáticamente el caudal máximo turbinable, y la A'C'B' ($P=K' \cdot H_N^{1.5}$) la potencia máxima que puede entregar la turbina, ambas en función de H_N . La potencia seleccionada para el alternador equilibra la potencia que puede generar la turbina para un cierto salto H_C , denominado salto crítico, por lo que con saltos mayores la turbina debe operar limitando la admisión para que $Q < Q_C$. La curva CB'' representa la relación entre H_N y Q para los saltos mayores que el crítico con la potencia máxima P_C . Para $H < H_C$ la

turbina da una potencia menor que P_C , lo cual puede tener un efecto significativo sobre la potencia garantizada del proyecto.

Las turbinas se diseñan para un salto, denominado salto nominal, que suele estar próximo al centro de gravedad ponderado del embalse con la finalidad de operar lo más frecuentemente posible dentro del campo de rendimientos más elevados. En consecuencia, las variables que es preciso determinar son: el salto nominal y el caudal nominal de las turbinas y la potencia instalada de los alternadores o, lo que es lo mismo, el salto crítico.

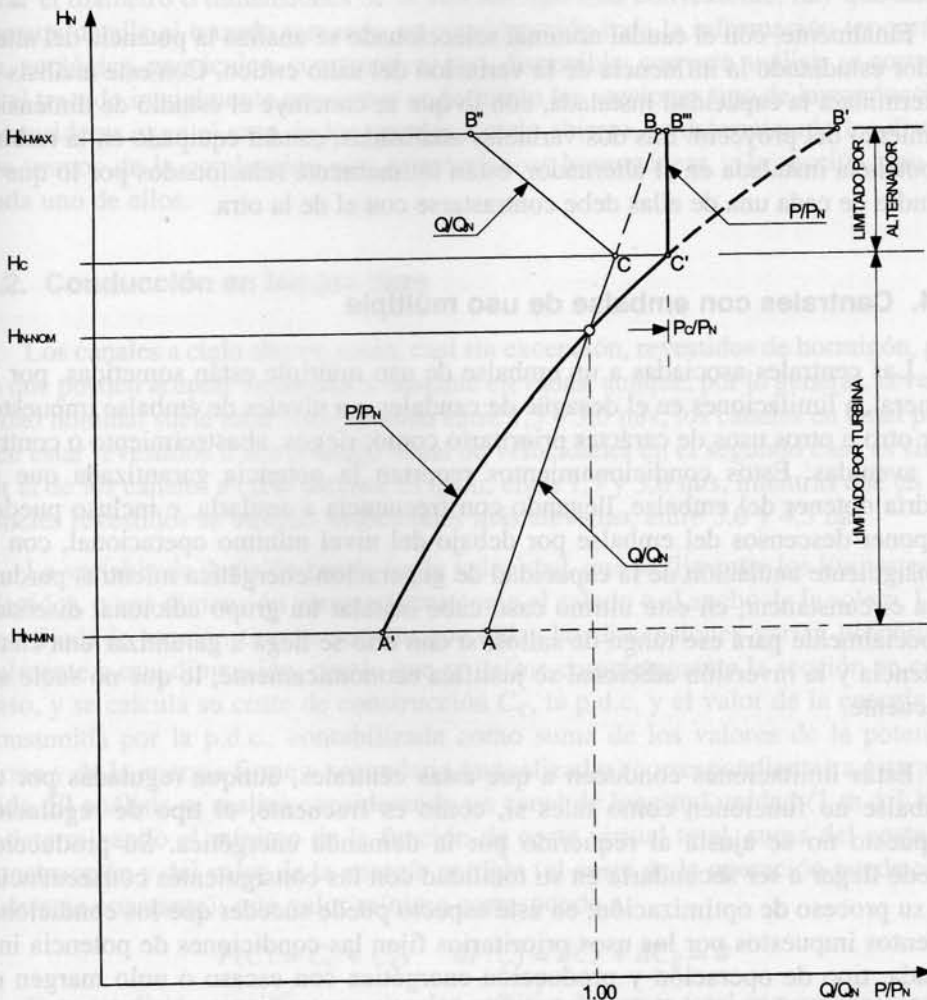


Fig. 4.4

Capacidad de turbinación.

El estudio se inicia determinando el salto nominal o de diseño de la turbina y seleccionando los valores del caudal nominal, es decir, la capacidad de turbinación con el salto nominal, a considerar; seguidamente se realiza el estudio energético con varios caudales equipados suponiendo un salto crítico (el que equilibra la potencia del alternador con la potencia entregada por la turbina) uniforme, coincidiendo con el salto nominal o uno intermedio entre éste y el máximo, y se evalúa el coste y el valor de la capacidad energética de cada una de las variantes analizadas. Con esta información se determinan los costes y beneficios marginales lo que permite determinar el caudal equipado más conveniente.

Finalmente, con el caudal nominal seleccionado se analiza la potencia del alternador estudiando la influencia de la variación del salto crítico. Con este análisis se determinará la capacidad instalada, con lo que se concluye el estudio de dimensionamiento del proyecto. Las dos variables analizadas, caudal equipado en la turbina y potencia instalada en el alternador, están íntimamente relacionados por lo que el estudio de cada una de ellas debe contrastarse con el de la otra.

6.4. Centrales con embalse de uso múltiple

Las centrales asociadas a un embalse de uso múltiple están sometidas, por lo general, a limitaciones en el desagüe de caudales o a niveles de embalse impuestos por otro u otros usos de carácter prioritario como: riego, abastecimiento o control de avenidas. Estos condicionamientos recortan la potencia garantizada que se podría obtener del embalse, llegando con frecuencia a anularla, e incluso pueden imponer descensos del embalse por debajo del nivel mínimo operacional, con la consiguiente anulación de la capacidad de generación energética mientras perdure esta circunstancia; en este último caso cabe instalar un grupo adicional diseñado especialmente para ese rango de saltos, si con ello se llega a garantizar una cierta potencia y la inversión adicional se justifica económicamente, lo que no suele ser frecuente.

Estas limitaciones conducen a que estas centrales, aunque reguladas por un embalse no funcionen como tales si, como es frecuente, el tipo de regulación impuesto no se ajusta al requerido por la demanda energética. Su producción puede llegar a ser secundaria en su totalidad con las consiguientes consecuencias en su proceso de optimización; en este aspecto puede suceder que los condicionamientos impuestos por los usos prioritarios fijen las condiciones de potencia instalada, tipo de operación y producción energética con escaso o nulo margen de decisión, y la única posibilidad de optimización sea la de aceptar o abandonar la construcción de la central según los resultados de los índices globales ya mencionados (B/C y TIR).

7. OPTIMIZACIÓN DE LA CONDUCCIÓN

7.1. Introducción

Como ya se dijo, la optimización de un aprovechamiento hidroeléctrico se hace por etapas, analizando en cada una de ellas una de las variables supuestas las otras constantes o con una relación prefijada con la variable en estudio. Por ello, la optimización de la sección o secciones de la conducción se efectúa suponiendo conocidos la altura de la presa y el caudal equipado del salto. Como es lógico, antes de analizar el diámetro o dimensiones de la sección tipo más conveniente, hay que analizar con detalle el trazado tomando en consideración toda la información topográfica, geológica, geotécnica, constructiva, etc., disponible; con este análisis se corregirá el trazado inicialmente previsto y se definirán las secciones tipo de la conducción a considerar o, en el caso de los canales a cielo abierto, se determinarán los distintos tramos de la conducción con características homogéneas y la sección tipo en cada uno de ellos.

7.2. Conducción en lámina libre

Los canales a cielo abierto están, casi sin excepción, revestidos de hormigón, por lo que pueden aceptar velocidades bastante elevadas, aunque, por lo general, la velocidad nominal suele estar comprendida entre 1,5 y 3,0 m/s; los canales en túnel pueden estar revestidos o no; el rango usual de velocidades en el segundo caso es similar al de los canales a cielo abierto, es decir, entre 1,5 y 3,0 m/s, mientras que en los túneles revestidos se utilizan velocidades más elevadas, entre 3,0 y 4,5 m/s.

La variable de decisión puede ser la velocidad, que se fija entre los límites establecidos, o una dimensión característica como el calado o el ancho de la solera. Una vez fijada la sección tipo se supone que todas las dimensiones varían proporcionalmente a esta dimensión, con lo que se define completamente la sección en cada caso, y se calcula su coste de construcción C_C , la p.d.c. y el valor de la energía C_E consumida por la p.d.c., contabilizada como suma de los valores de la potencia firme y de la energía firme y secundaria (actualizadas) correspondientes a esta pérdida. El análisis se realiza considerando un canal de longitud unidad (1 m ó 1 km) y determinando el mínimo de la función de coste virtual total, suma del coste de construcción y del valor de la energía perdida (el coste de la operación puede considerarse constante); este valor mínimo corresponde a:

$$F(C) = C_C + C_E; \quad dF(C) = dC_C + dC_E = 0$$

Esta condición significa que el valor mínimo del coste total se produce cuando el coste marginal de construcción es igual y de signo contrario al valor marginal de la energía consumida por la p.d.c. en el canal. La p.d.c. h_f por unidad de longitud

obtenida para el caudal nominal fija la pendiente del canal para todos los caudales, por lo que, si Q_F es el caudal que da la potencia firme, A el volumen de agua turbinado en hm^3 , la potencia firme y la energía perdida se pueden calcular mediante las expresiones:

$$P_F(\text{kW}) = 8,7 \cdot Q_F \cdot h_f; \quad E(\text{GWh}) = 0,0024 \cdot A \cdot h_f$$

La curva de coste total tiene una forma aplanada alrededor del mínimo, por lo que el valor óptimo es poco sensible ante la variación de la variable de decisión, lo que indica que no se necesita una elevada precisión en la estimación de los costes, cosa que, por otra parte, sería difícil de conseguir.

7.3. Conducciones en presión

La optimización de las conducciones en presión, túneles y tuberías o pozos, se realiza en forma similar a la de los canales; las principales diferencias entre ambos casos estriban en que:

- la p.d.c. en las conducciones en presión depende del caudal instantáneo que, lógicamente, es variable, mientras que en los canales solo depende del caudal máximo, que es fijo,
- el coste de construcción de las tuberías o pozos en presión depende de la presión de servicio, que varía con la cota de la sección, mientras que en los canales este factor no influye; el coste de los túneles en presión suele ser, para el rango más usual de presiones, independiente de la presión de servicio.

De acuerdo con lo anterior se calcula por un lado el coste de construcción C_C de la unidad de longitud de conducción para la presión de servicio considerada y, por otro, el valor de la energía perdida como suma del valor de la potencia firme y de la energía no generada a causa de la p.d.c.; si h_f (m) es la p.d.c. para el caudal nominal Q , Q_F es el caudal que da la potencia firme y Q_i es el caudal turbinado durante el tiempo t_i , se tiene que la P_F y la energía E perdidas se pueden calcular mediante las expresiones:

$$P_F(\text{kW}) = 8,7 \cdot Q_F \cdot h_f \cdot \left[\frac{Q_F}{Q} \right]^2; \quad E(\text{kWh}) = 8,7 \cdot Q_i \cdot h_f \cdot \sum \left(\frac{Q_i}{Q} \right)^2 \cdot t_i$$

La segunda expresión presupone el conocimiento de la distribución del caudal turbinado, lo que puede estimarse a partir del tipo de operación de la planta (punta, semipunta o base); si se desconoce este valor, puede suponerse en una primera aproximación un factor de ponderación que tenga en cuenta el efecto de la variación de caudales:

$$E(\text{GWh}) = 0,0024 \cdot \varepsilon \cdot h_f \cdot A$$

donde A es la aportación media turbinable y ε el factor de ponderación, cuyo valor puede oscilar entre 0,5 y 0,8, en función del tipo de operación de la planta; alternatively, se puede calcular el caudal ficticio que turbinado en forma continua ocasiona una pérdida energética global equivalente al caudal variable realmente turbinado (capítulo 10).

En el caso de las tuberías y pozos en presión, especialmente los sometidos a una presión de servicio elevada, hay que optimizar la sección para varias presiones de operación, con lo que se define una serie de curvas de variación de coste virtual en función del diámetro (figura 4.5) y una línea de óptimos que apuntarían hacia una tubería telescópica con una variación continua del diámetro; esta variación continua resulta impracticable, por lo cual, en la práctica se utiliza un diámetro en las tuberías cortas, y dos ó, como mucho, tres diámetros en las más largas. En la figura se aprecia como pueden ajustarse estos diámetros, por ejemplo con una variación del 5 % sobre el coste óptimo. Los pozos en presión, por el contrario, suelen construirse con un diámetro único a causa de la rigidez impuesta por el procedimiento de excavación del pozo.

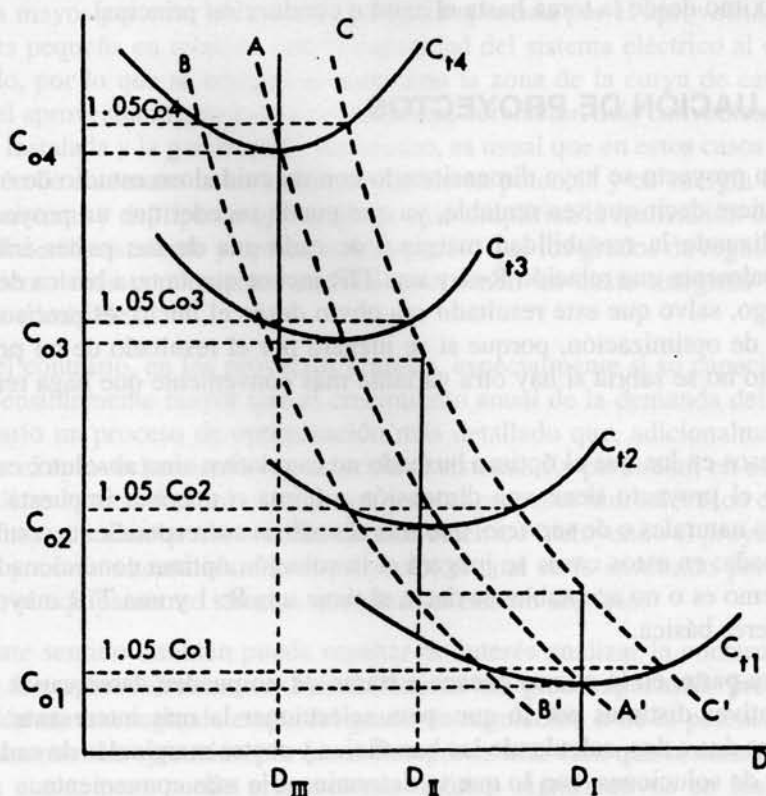


Fig. 4.5

Optimización de tuberías y pozos en presión.

La forma de las curvas en el entorno del valor óptimo es más apuntada que en el caso de los canales como consecuencia del mayor valor de la pérdida energética; por ello, el coste unitario de construcción, especialmente en el caso de las tuberías o pozos de presión, debe evaluarse con más precisión.

7.4. Captaciones

Las captaciones de agua o conducciones complementarias que aportan un caudal suplementario tienen como optimización principal además de la propia de si se construye o no, la del caudal de diseño, el cual se obtiene como siempre tanteando varios caudales hasta igualar el coste marginal de construcción y el valor actualizado de la ganancia energética correspondiente.

En este caso no se precisa optimizar la sección de la conducción, que habitualmente viene fijada por la necesaria por razones constructivas o para transportar el caudal máximo desde la toma hasta el azud o conducción principal.

8. EVALUACIÓN DE PROYECTOS

Que un proyecto se haya dimensionado con un cuidadoso estudio de optimización no quiere decir que sea rentable, ya que puede suceder que un proyecto estudiado analizando la rentabilidad marginal de cada una de sus partes integrantes tenga globalmente una relación $R < 1$ y una TIR menor que la tasa básica de interés. Sin embargo, salvo que este resultado sea obvio desde el inicio, es preciso realizar el análisis de optimización, porque si se juzgara por el resultado de un predimensionamiento no se sabría si hay otra variante más conveniente que haga rentable al proyecto.

Hay casos en los que el óptimo buscado no es relativo sino absoluto; esto sucede cuando el proyecto tiene una dimensión mínima o máxima impuesta por circunstancias naturales o de servicio, que tras el análisis correspondiente resulta ser la más adecuada; en estos casos se juzgará si la solución óptima condicionada por el valor extremo es o no aceptable, es decir, si tiene una $R > 1$ y una TIR mayor que la tasa de interés básica.

Por otra parte, en la misma cuenca o tramo de río pueden darse varias soluciones alternativas distintas por lo que, para seleccionar la más interesante hay que compararlas dos a dos, calculando los beneficios y costes marginales de cada una de las parejas de soluciones, con lo que se determinará la más conveniente.

Otro objetivo del análisis es el llamado estudio de sensibilidad, que tiene como finalidad poner de manifiesto la influencia de cada una de las variables (coste de los

combustibles, costes de construcción, tasas de interés y de inflación, etc.) en los resultados finales del estudio económico. El análisis de sensibilidad parte de los valores óptimos hallados con los parámetros supuestos y analiza el efecto de una variación de cada uno de ellos en el resultado final; si esta influencia es muy pronunciada, es decir, si el resultado es muy sensible a la variación del parámetro en estudio, se concluye que el resultado es poco fiable, lo que puede llevar a realizar análisis más detallados para determinar con más precisión el valor más probable del parámetro. Esta situación es frecuente en el estudio económico de los aprovechamientos hidroeléctricos debido a que el análisis se basa en parámetros como el coste de los combustibles o las tasas de interés, que son de difícil evaluación, especialmente para períodos de varias decenas de años.

9. INFLUENCIA DEL MERCADO

En la mayor parte de los casos la potencia aportada por el aprovechamiento en estudio es pequeña en relación con la capacidad del sistema eléctrico al que estará conectado, por lo que se conoce de antemano la zona de la curva de carga donde operará el aprovechamiento y, en consecuencia, la relación más conveniente entre la potencia instalada y la garantizada. Asimismo, es usual que en estos casos se conozca también de antemano la inversión admisible en potencia y en energía características del sistema y del tipo de operación, lo que simplifica la realización de los estudios de dimensionamiento y optimización, puesto que los grados de regulación o de equipamiento más convenientes son los que tienen un coste marginal igual a la inversión admisible.

Por el contrario, en los proyectos grandes, especialmente si su capacidad instalada es sensiblemente mayor que el crecimiento anual de la demanda del mercado, es necesario un proceso de optimización más detallado que, adicionalmente, debe optimizar el aprovechamiento con relación al sistema. En particular, en este caso se debe analizar la totalidad del sistema con y sin el proyecto hidroeléctrico en estudio, es decir, hay que simular el coste del sistema eléctrico incluyendo el proyecto hidroeléctrico y, como alternativa, sin el proyecto, el cual sería sustituido por un incremento en el equipamiento térmico que diese el mismo servicio.

En este sentido también puede resultar de interés analizar la construcción por fases de los aprovechamientos hidroeléctricos de gran capacidad, previendo la ampliación en una segunda etapa del grado de regulación o de la potencia instalada inicialmente. La ejecución por fases siempre es más cara que la construcción en una sola etapa, pero puede proporcionar ahorros significativos en los intereses intercalares o en la integración del proyecto en el sistema, o simplificar la habilitación de los recursos financieros necesarios para la construcción, de forma que la hagan preferible.

10. ESTUDIO FINANCIERO

El estudio de factibilidad de un aprovechamiento hidroeléctrico debe incluir, además del estudio económico ya mencionado, un estudio financiero que analice los recursos necesarios para la realización del proyecto y la capacidad de pago del mismo; los estudios económicos y financieros tienen, por lo tanto, una finalidad radicalmente distinta, puesto que los primeros están dirigidos a analizar la rentabilidad de un aprovechamiento por comparación con una fuente energética alternativa (la térmica de referencia) mientras que los segundos tienen la finalidad de analizar el proyecto en relación con los ingresos reales que produciría la venta de su capacidad energética y determinar los recursos financieros que es preciso habilitar para su implementación.

Es de notar que la generación y distribución de energía eléctrica es un servicio público, por lo que las empresas eléctricas están obligadas a satisfacer toda la demanda aunque el servicio de una parte de la misma resulte poco rentable o antieconómica; por ello, un aprovechamiento hidroeléctrico puede ser aceptable desde el punto de vista económico y no serlo desde el punto de vista financiero, lo que equivale a decir que el esquema es adecuado para cubrir la franja de la curva de carga prevista (es más barato que la central térmica alternativa en este sentido), pero que esta cobertura es un mal negocio.

Los estudios financieros se realizan en una forma similar a los estudios económicos sin más que sustituir los valores de la potencia firme y energía considerados en éstos por los precios de venta de estos rubros a la empresa distribuidora. Por ello, al igual que en los estudios económicos, en los estudios financieros se determina la corriente de costes por la construcción y operación del aprovechamiento y la corriente de ingresos por venta de la potencia y energía, se actualizan ambas corrientes en una fecha característica, por ejemplo, el arranque de la operación comercial del aprovechamiento, y se calculan los indicadores financieros correspondientes, similares a los indicadores económicos anteriormente expuestos.

Los resultados del estudio financiero no solo permiten conocer el monto y la secuencia de utilización de los recursos financieros necesarios para construir y operar el proyecto, sino que también proporcionan un criterio que debe tenerse en cuenta en la selección de los proyectos, ya que en determinadas circunstancias puede ser preferible un proyecto o alternativa menos económico que otro, pero que requiere una menor utilización de recursos financieros o tiene unos indicadores financieros más favorables. Este puede ser el caso, por ejemplo, de las turbinas de gas frente a las centrales de vapor, o de éstas frente a los aprovechamientos hidroeléctricos, aunque los primeros tengan una rentabilidad más reducida que los segundos; este caso puede darse también cuando existen disposiciones legales que favorecen la utilización de recursos autóctonos o que tienden a favorecer el ahorro de divisas, hecho que fué determinante en España en las décadas de los 40 a 60.

BIBLIOGRAFÍA

- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Vol. 1, 1989.
- Glenn, B. P., Barbour, E., A Guide to Using Interest factors in Economic Analysis of Water Projects, Bureau of Reclamation, 1970.
- Goodman, A. S., Principles of Water Resources Planning, 1983.
- Goldsmith, K., Economic and Financial Analysis of Hydropower Projects, Hydropower Development, Vol. 6, NIT, 1993.
- James, L. D., Lee, R. R., Economics of water resources planning, 1979.
- Heras, R., Hidrología y Recursos Hidráulicos, 1976.
- Linsley, R. K., et al., Hydrology for Engineers, 1975.
- OLADE, Guía para la realización de inventarios de pequeñas cuencas, 1985.
- U. S. Corps of Engineers, Hydropower, 1985.
- Vallarino, E., Obras Hidráulicas, 1998.
- Vallarino, E., Planificación Hidráulica, 1980.
- Warnick, C. C., et al, Hydropower Engineering, 1984.

Parte II

OBRAS DE TOMA Y CONDUCCIÓN

1. TIPOLOGÍA

Las tomas de los aprovechamientos hidroeléctricos constituyen la interfase entre el azud o embalse de cabecera y la conducción hasta la central y, como tal, tiene la finalidad de:

- captar el caudal de agua a turbinar y derivarlo a la conducción del aprovechamiento.
- evitar la entrada en la conducción de troncos, malezas u otros elementos que puedan perturbar la operación de la planta.
- separar y extraer del caudal derivado los sedimentos que puedan afectar a la integridad de las turbinas.
- aislar la conducción del embalse para facilitar los trabajos de mantenimiento.

Parte II

OBRAS DE TOMA Y CONDUCCIÓN

1. TIPOLOGÍA

Las tomas de los aprovechamientos hidroeléctricos constituyen la interfase entre el azud o embalse de cabecera y la conducción hasta la central y, como tal, tiene la finalidad de:

- captar el caudal de agua a turbinar y derivarlo a la conducción del aprovechamiento,
- evitar la entrada en la conducción de brozas, malezas u otros elementos que puedan perturbar la operación de la planta,
- separar y extraer del caudal derivado los sedimentos que puedan afectar a la integridad de las turbinas,
- aislar la conducción del embalse para facilitar las labores de inspección y mantenimiento.

Para satisfacer estos objetivos las tomas incorporan órganos de seguridad, de protección y de control que garantizan un funcionamiento adecuado; su configuración está condicionada por el tipo de presa, las características del embalse y del río y el tipo de operación del aprovechamiento, pudiéndose distinguir dos situaciones principales, según que la presa sea de derivación con un nivel de embalse constante, o de regulación. En el primer caso, que normalmente va asociado con centrales fluyentes y conducciones en régimen libre, la toma es superficial y suele estar equipada con dispositivos para separar el caudal sólido y el material flotante transportados por el

río y para controlar el caudal derivado; en el segundo caso, que por lo general alimenta una conducción en presión, la toma está sumergida por debajo del nivel mínimo de operación y carece de estos dispositivos, ya que el propio embalse se encarga de retener los sedimentos que puedan perturbar el funcionamiento y, al alimentar conducciones en presión, el caudal es controlado directamente con las turbinas; asimismo, existe un tipo intermedio entre los dos anteriores en presas con una variación del nivel de embalse reducida, en las que la toma está cerca de la superficie, la conducción puede ser en régimen libre o en presión y el embalse carece de la capacidad necesaria para controlar totalmente el caudal sólido transportado por el río.

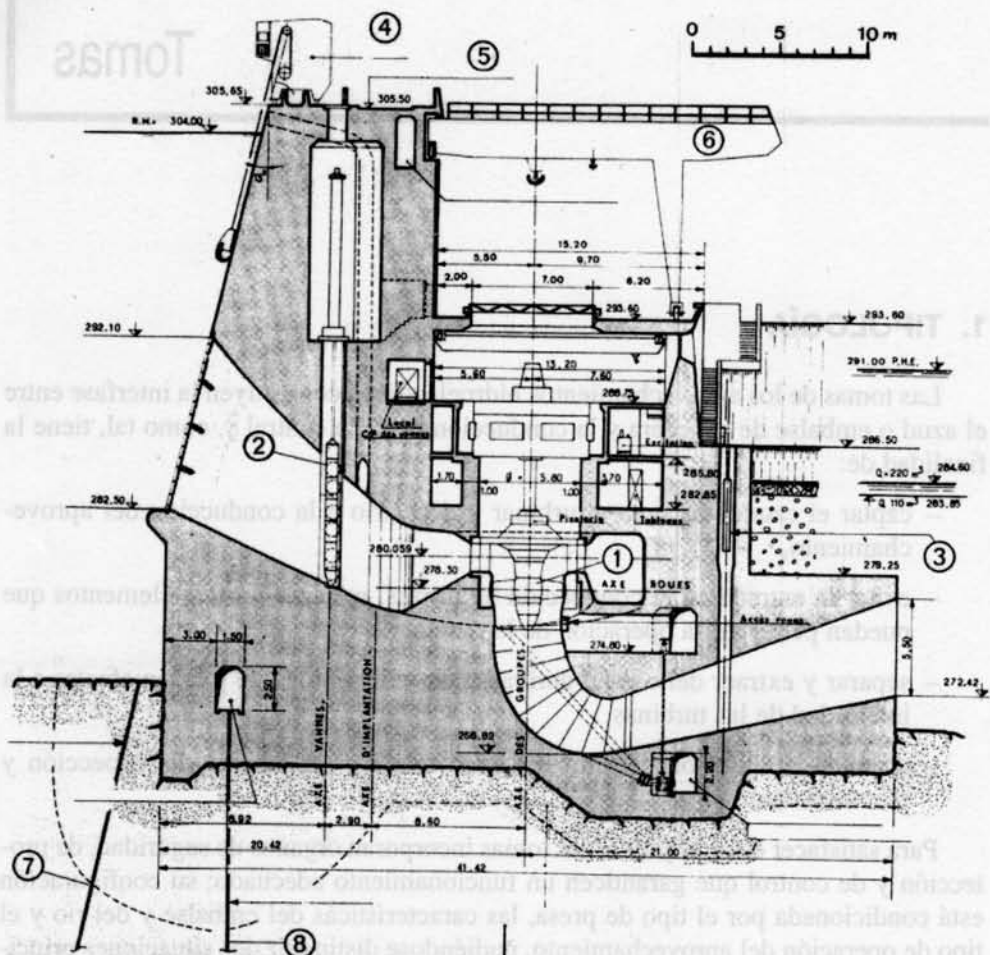


Fig. 5.1

Central de Coiselet. Fuente: Paravy y Tournery, TRAVAUX, 1973.

Leyendas: 1. turbina; 2. compuerta de toma; 3. ataguía en la descarga; 4. limpiarrejas; 5. carretera; 6. pórtico grúa de 900-500-50 kN; 7. pantalla de inyecciones; 8. pantalla de drenaje.

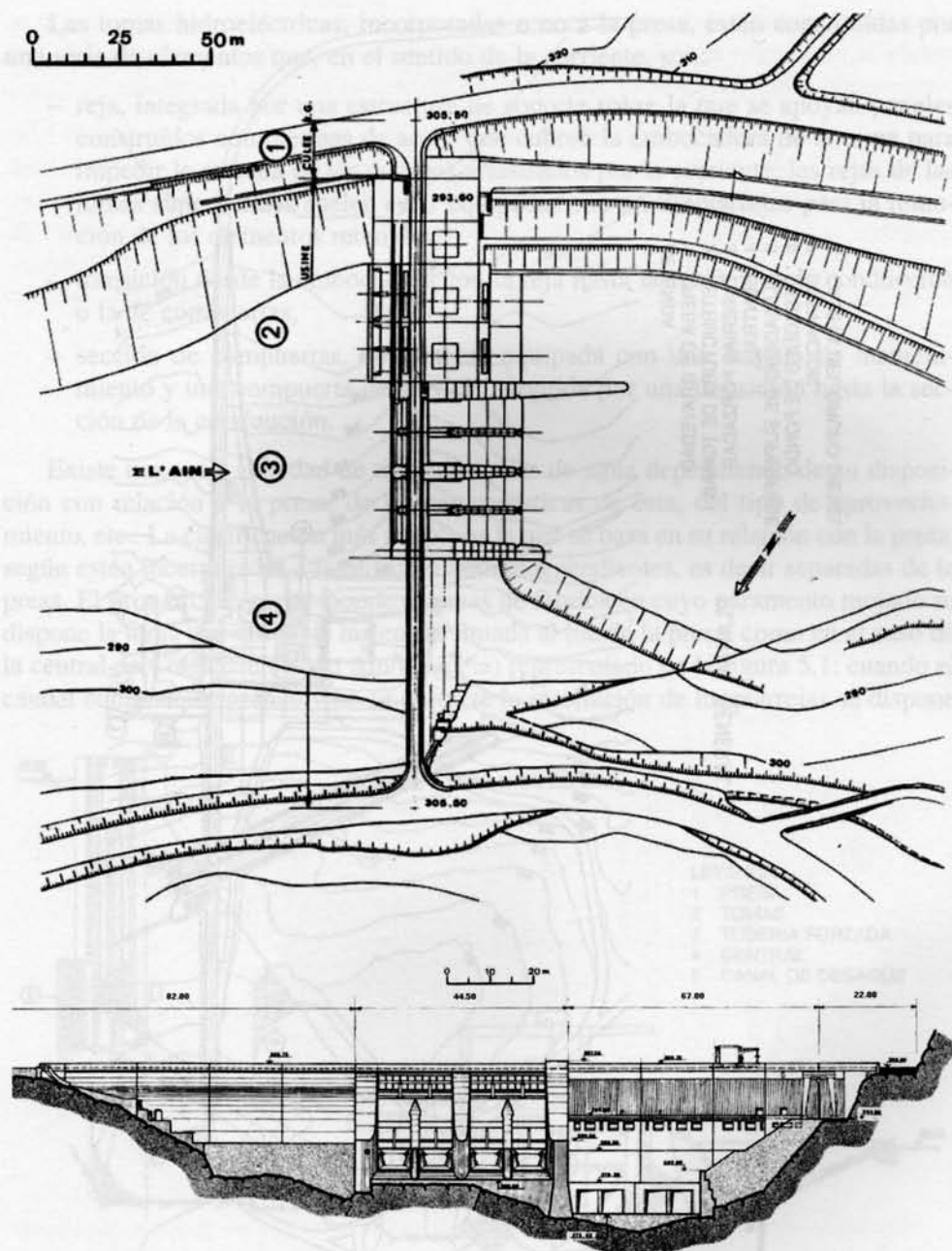
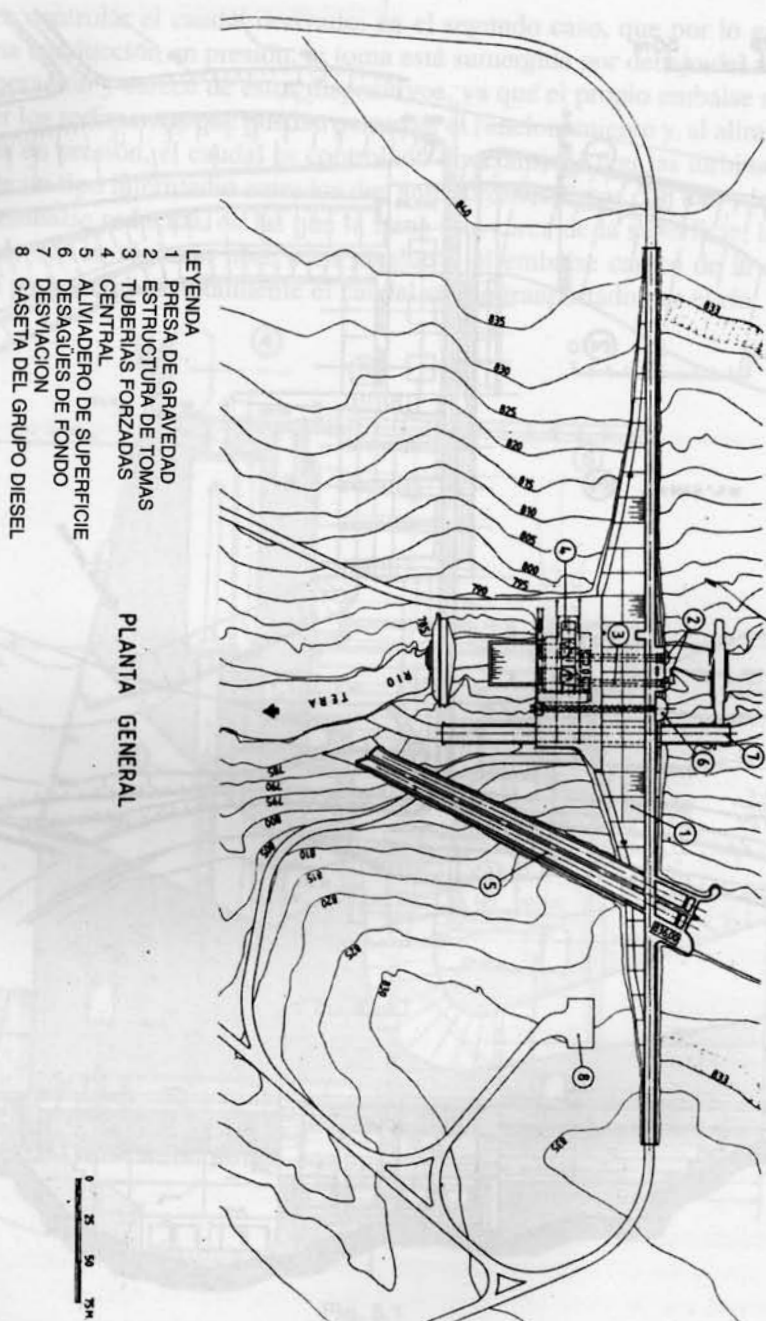


Fig. 5.1

Central de Coiselet. Fuente: Paravy y Tournery, TRAVAUX, 1973.

Leyendas: 1. estribo izquierdo; 2. central; 3. aliviadero; 4. presa margen derecha.



Las tomas hidroeléctricas, incorporadas o no a la presa, están constituidas por una serie de elementos que, en el sentido de la corriente, son:

- **reja**, integrada por una estructura de soporte sobre la que se apoyan paneles contruídos con pletinas de acero que cubren la embocadura de la toma para impedir la entrada de los cuerpos arrastrados por la corriente; las rejas de las tomas superficiales suelen estar equipadas con un **limpiarrejas** para la remoción de los elementos retenidos,
- **transición** desde la embocadura con la reja hasta la sección de la conducción o la de compuertas,
- **sección de compuertas**, usualmente equipada con una ataguía de mantenimiento y una compuerta de servicio, seguida por una transición hasta la sección de la conducción.

Existe una gran variedad de tipos de tomas de agua dependiendo de su disposición con relación a la presa, de las características de ésta, del tipo de aprovechamiento, etc.. La clasificación más simple es la que se basa en su relación con la presa, según estén incorporadas a la misma o sean independientes, es decir separadas de la presa. El primer caso corresponde a presas de fábrica en cuyo paramento mojado se dispone la toma que alimenta la central situada al pie de la presa, como en el caso de la central de Coiselet en el río Ain (Francia) representado en la figura 5.1; cuando el caudal equipado es grande y no se requiere la instalación de limpiarrejas se dispone

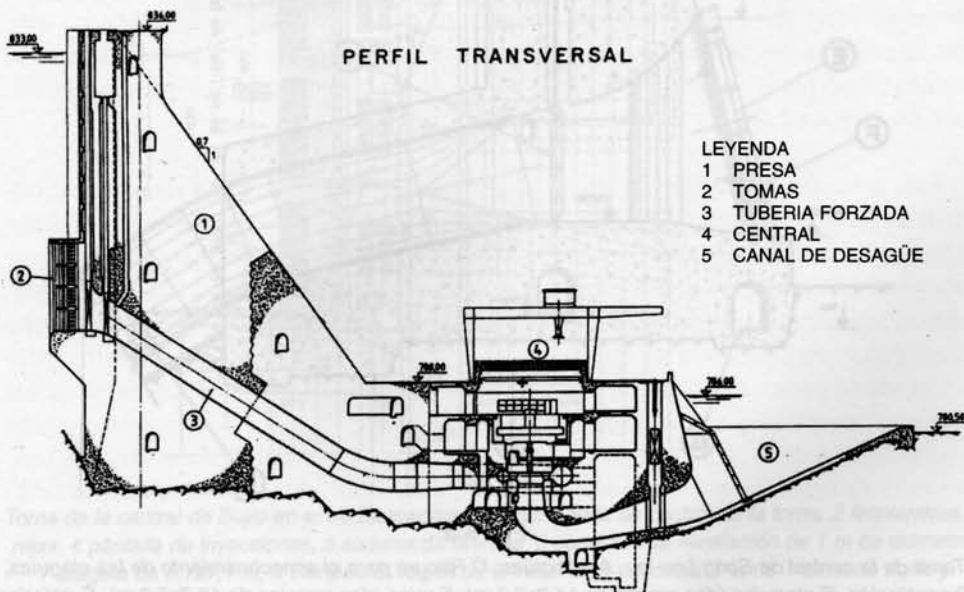


Fig. 5.2

Toma de la central de Valparaíso. Fuente: Martín de la Sierra, ROP, 1989.

una estructura prismática rodeando el conducto de toma, en cuya superficie lateral se instala la reja, adoptando la forma característica representada en la figura 5.2, que corresponde a la toma de la central de Valparaíso en el río Tera (España).

Las tomas en las presas de tipo mixto se sitúan por lo general en la parte de hormigón, bien junto al vertedero con la central adosada al cuenco del aliviadero, o bien en uno de los estribos, como en el caso de la toma de la central de Song Loulou en Camerún, representada en la figura 5.3 (Niat, 1982); en algunos casos la obra de toma se sitúa en la parte de materiales sueltos, por lo general en un dique secundario de poca altura, como en la central de Buyo en el río Sassandra en Costa de Marfil (figura 5.4, Renier, 1979).

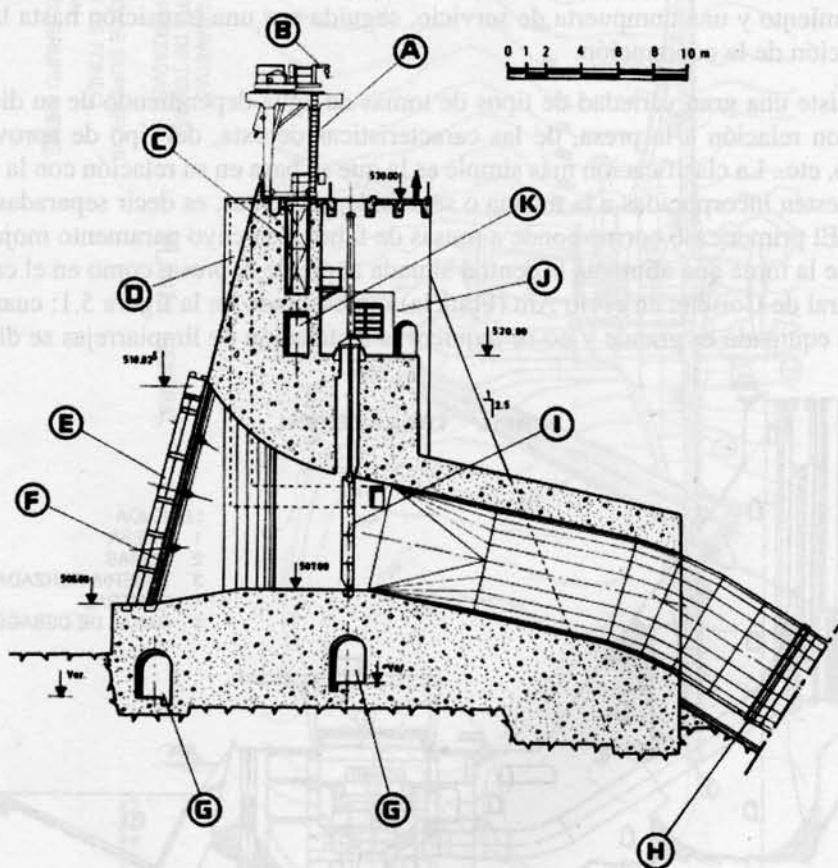


Fig. 5.3

Toma de la central de Song Lou-lou. A y B grúas, C Ranura para el almacenamiento de las ataguías, D ventilación, E ataguías (dos piezas de 14,2x7,2 m), F rejillas (dos paneles de 13,7x7,0 m), G galerías de drenaje, H tubería de presión de 6,1 m de diámetro y 51 m de longitud, I compuerta vagón de 6,4x6,7 m, J sala de control y K galería de cables. Fuente: Niat, 1982.

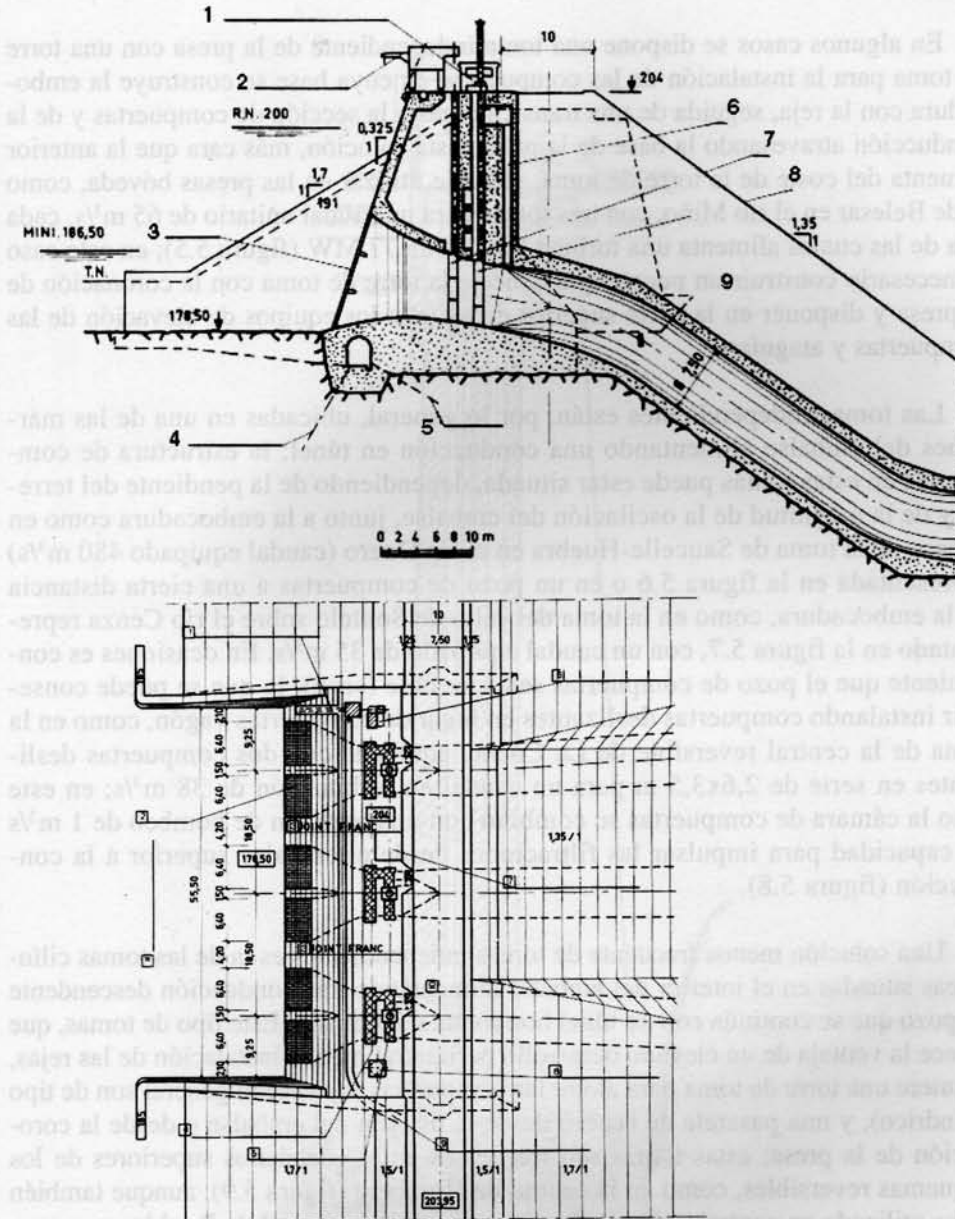


Fig. 5.4

Toma de la central de Bujo en el río Sassandra. Alzado, 1 Sala de control de la toma, 2 limpiarrejas, 3 rejas, 4 pantalla de inyecciones, 5 sistema de drenaje, 6 conducto de ventilación de 1 m de diámetro, 7 ataguía de 6,7x7,1 m, 8 compuerta vagón de 6,7x6,9 m, 9 escollera. Planta 1 toma de agua y sistema de remoción de maleza, 2 reja, 3 sello, 4 y 5 ejes de la ataguía y compuerta, 6 pozos de acceso y del péndulo, 7 sala de control de las compuertas, 9 canal de limpieza, 10 eje del dique (secundario). Fuente: Renier, 1979.

En algunos casos se dispone una toma independiente de la presa con una torre de toma para la instalación de las compuertas, en cuya base se construye la embocadura con la reja, seguida de una transición hasta la sección de compuertas y de la conducción atravesando la base de la presa; esta solución, más cara que la anterior a cuenta del coste de la torre de toma, se suele utilizar en las presas bóveda, como la de Belesar en el río Miño, con tres tomas para un caudal unitario de $65 \text{ m}^3/\text{s}$, cada una de las cuales alimenta una turbina Francis de 77 MW (figura 5.5); en este caso es necesario construir un puente que conecte la torre de toma con la coronación de la presa y disponer en la parte superior de aquella los equipos de elevación de las compuertas y ataguías.

Las tomas independientes están, por lo general, ubicadas en una de las márgenes del embalse alimentando una conducción en túnel; la estructura de compuertas en estas tomas puede estar situada, dependiendo de la pendiente del terreno y de la magnitud de la oscilación del embalse, junto a la embocadura como en el caso de la toma de Saucelle-Huebra en el río Duero (caudal equipado $480 \text{ m}^3/\text{s}$) representada en la figura 5.6 o en un pozo de compuertas a una cierta distancia de la embocadura, como en la toma del salto de Soutelo sobre el río Cenza representado en la figura 5.7, con un caudal equipado de $35 \text{ m}^3/\text{s}$. En ocasiones es conveniente que el pozo de compuertas sea accesible (seco), lo que se puede conseguir instalando compuertas deslizantes en lugar de compuertas vagón, como en la toma de la central reversible de La Coche, equipada con dos compuertas deslizantes en serie de $2,6 \times 3,5 \text{ m}$ para un caudal en turbinación de $38 \text{ m}^3/\text{s}$; en este caso la cámara de compuertas se combinó con una estación de bombeo de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad para impulsar las filtraciones desde el embalse superior a la conducción (figura 5.8).

Una solución menos frecuente de tomas independientes es la de las tomas cilíndricas situadas en el interior del embalse alimentando una conducción descendente en pozo que se continúa con un túnel horizontal o inclinado. Este tipo de tomas, que ofrece la ventaja de un elevado desarrollo perimetral para la instalación de las rejillas, requiere una torre de toma para alojar las compuertas (que por lo general son de tipo cilíndrico), y una pasarela de acceso desde la margen del embalse o desde la coronación de la presa; estas tomas son frecuentes en los depósitos superiores de los esquemas reversibles, como en la central de Hornberg (figura 5.9), aunque también se ha utilizado en centrales de pie de presa, como en la central de Boulder, con cuatro torres de toma de 104 m de altura con tomas a dos niveles controladas por ocho compuertas cilíndricas de 9.75 m de diámetro y 2.70 m de altura; alternativamente, en este tipo de tomas se pueden instalar compuertas planas dispuestas radialmente en una estructura cilíndrica o frontalmente en una estructura de toma convencional. En algunos casos se elimina la torre de toma, la cual se sustituye por un pozo de compuertas o cámara de válvulas aguas abajo de la presa, como en la toma superior

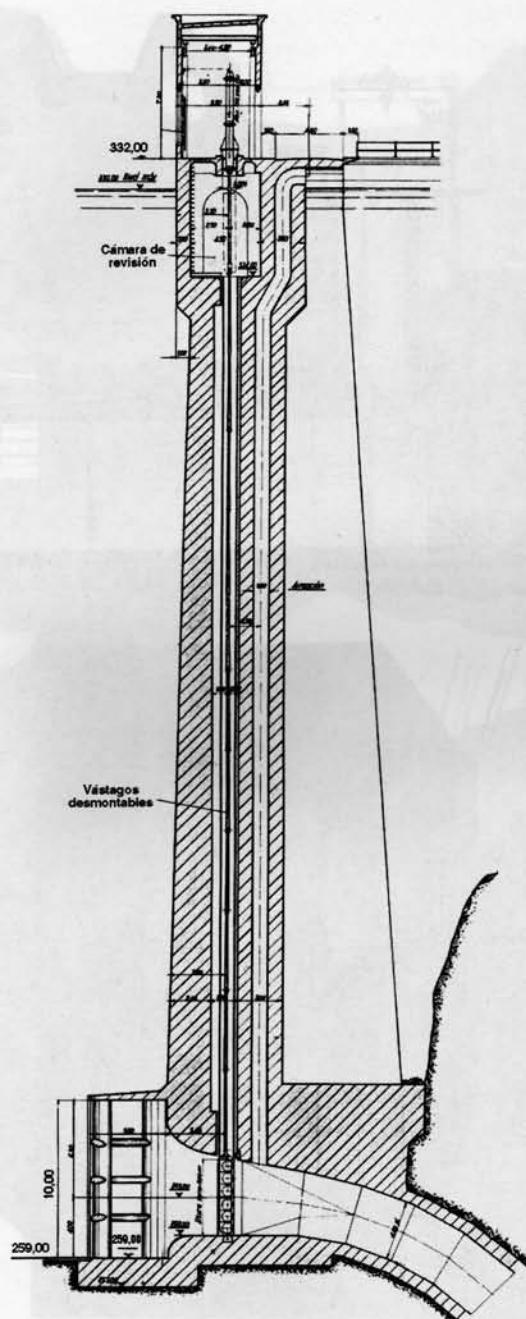


Fig. 5.5

Torre de compuertas de la central de Belesar. Fuente: UNION-FENOSA

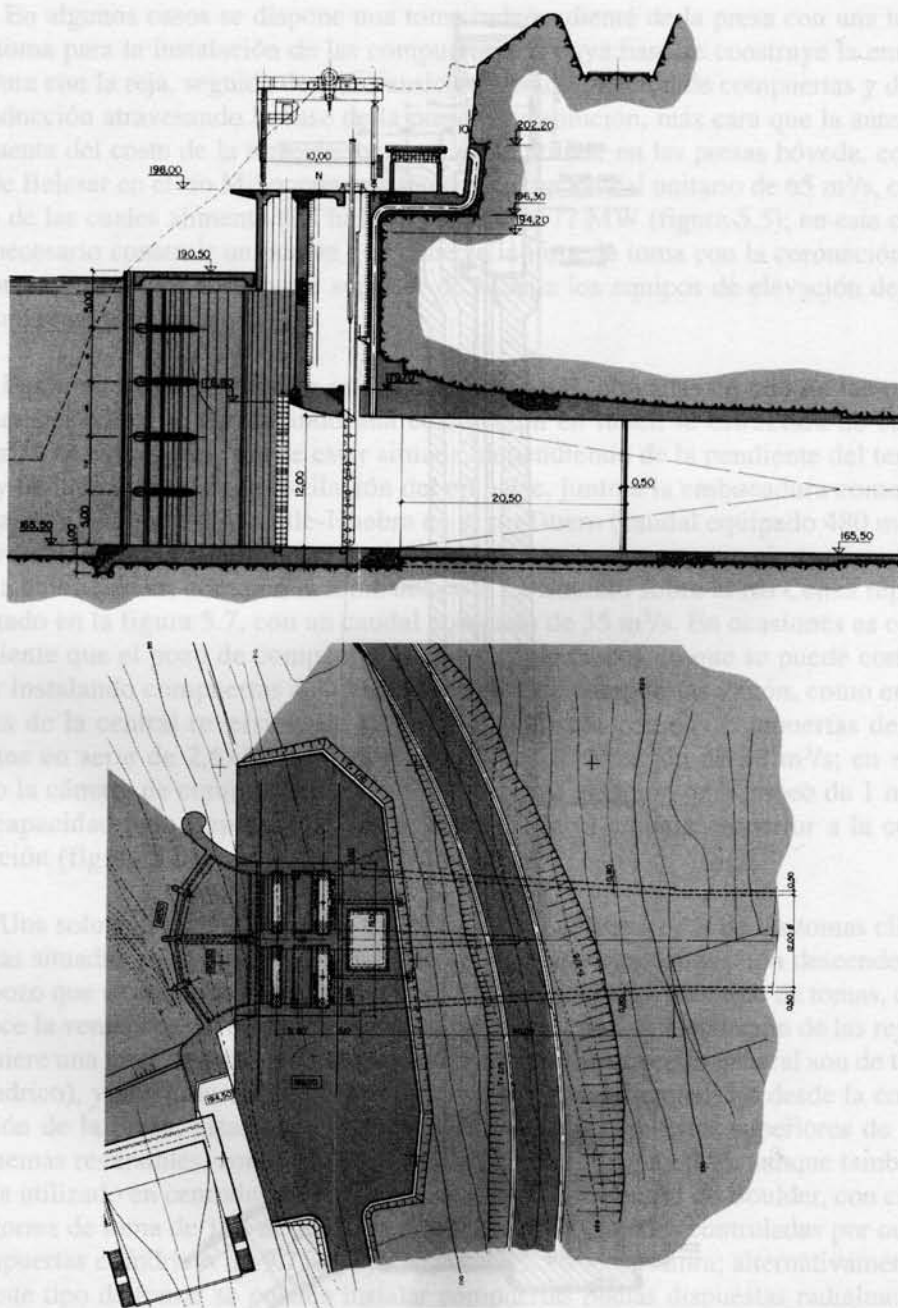
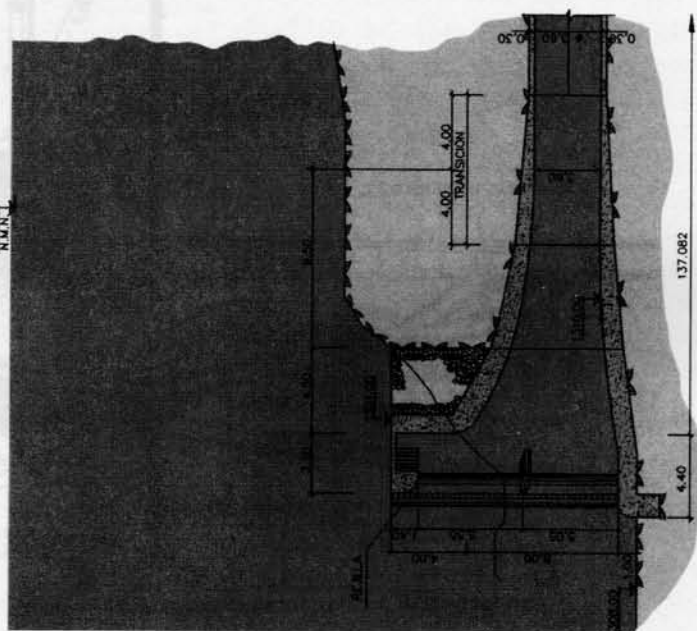


Fig. 5.6

Toma de Saucelle-Huebra. 4 Rejillas de 24.80 x 5.80 m., 2 ataguías deslizantes de 7,70 x 13,21 m., 2 compuertas vagón de 7,00 x 12,00 m. Fuente: IBERDROLA.



Toma de la central de Soutelo. Fuente: IBERDROLA.

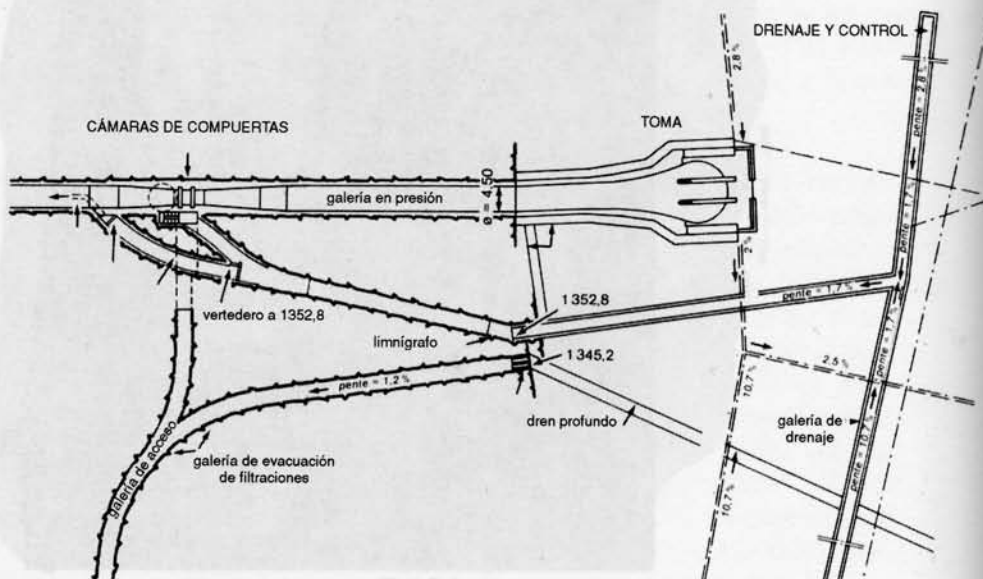
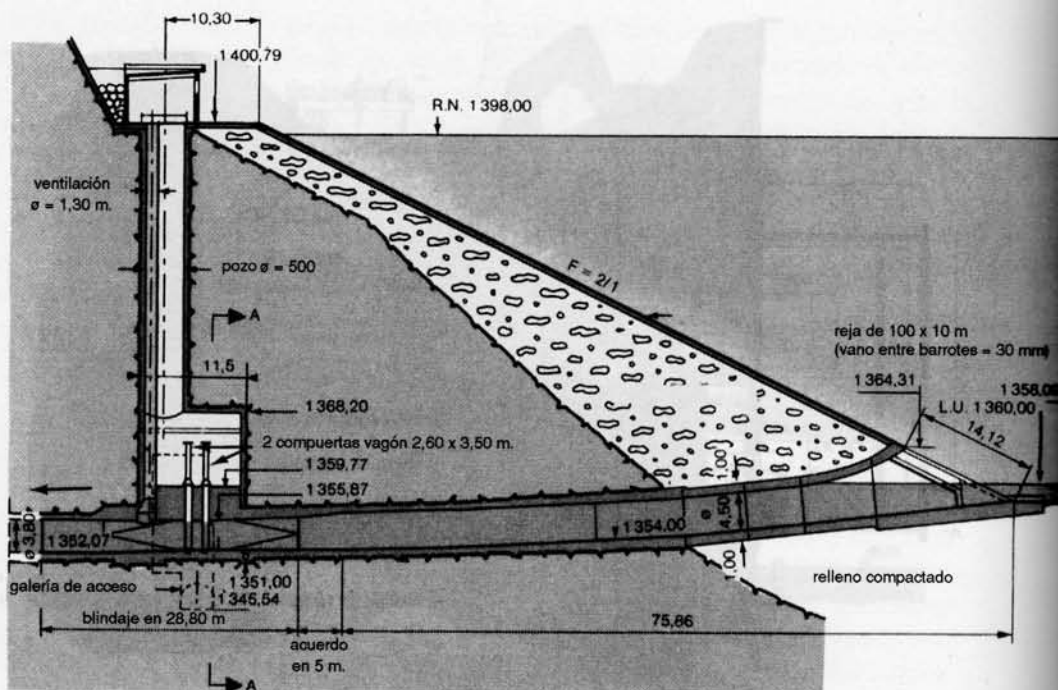


Fig. 5.8

Toma superior de la central reversible de La Coche. Fuente: Electricité de France.

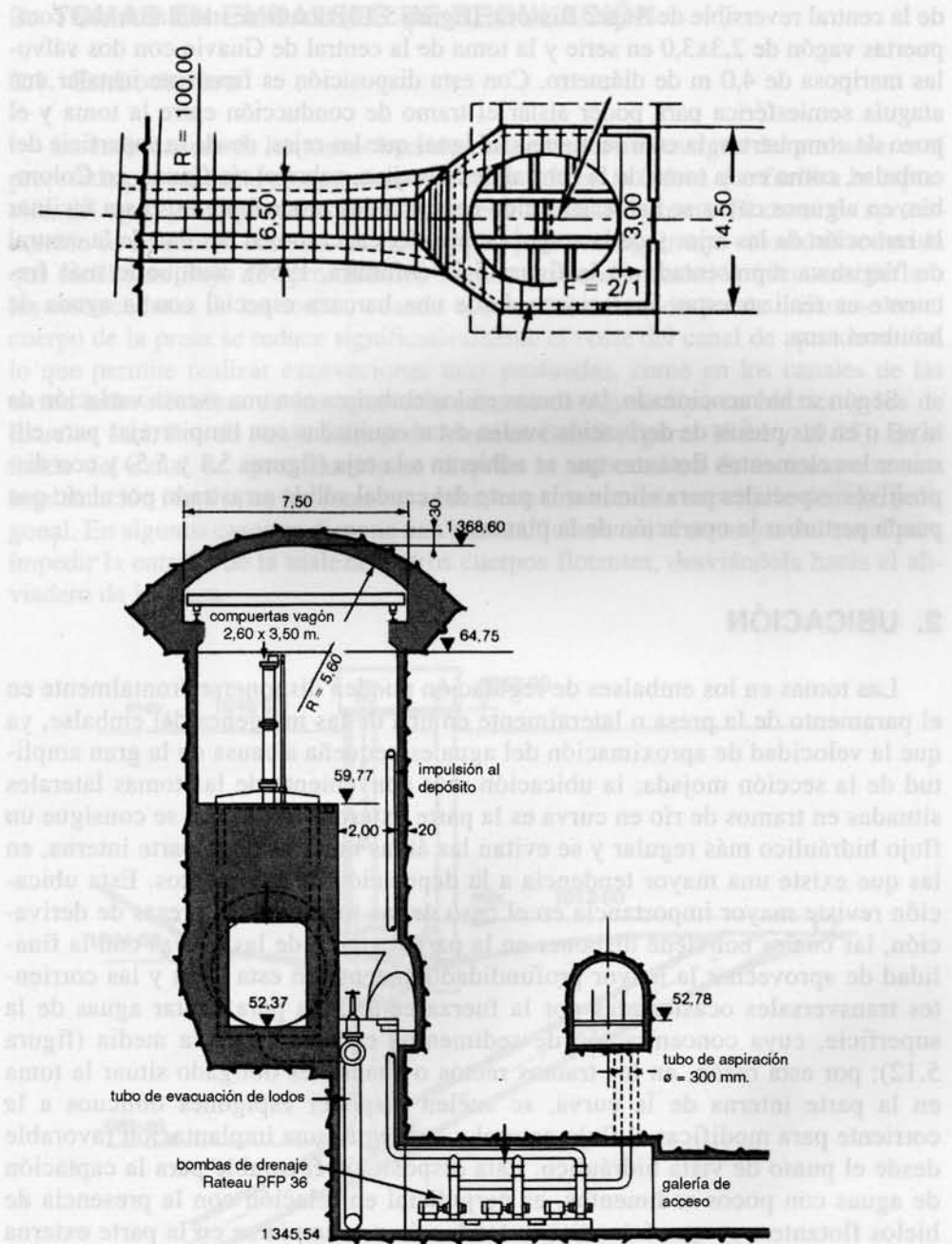


Fig. 5.8

Toma superior de la central reversible de La Coche. Fuente: Electricité de France.

de la central reversible de Super Bissorte (figura 5.10) donde se instalaron dos compuertas vagón de 2,3x3,0 en serie y la toma de la central de Guavio con dos válvulas mariposa de 4,0 m de diámetro. Con esta disposición es frecuente instalar una ataguía semiesférica para poder aislar el tramo de conducción entre la toma y el pozo de compuertas, la cual se maneja, al igual que las rejas, desde la superficie del embalse, como en la toma de la central de Salvajina, sobre el río Cauca, en Colombia; en algunos casos se han establecido complicados procedimientos para facilitar la remoción de las rejas y de la ataguía semiesférica, como en la toma de la central de Yagisawa representada en la figura 5.11 (Mimura, 1968), aunque lo más frecuente es realizar estas operaciones desde una barcaza especial con la ayuda de hombres rana.

Según se ha mencionado, las tomas en los embalses con una escasa variación de nivel o en las presas de derivación suelen estar equipadas con limpiarrejas para eliminar los elementos flotantes que se adhieran a la reja (figuras 5.1 y 5.5) y con dispositivos especiales para eliminar la parte del caudal sólido arrastrado por el río que pueda perturbar la operación de la planta.

2. UBICACIÓN

Las tomas en los embalses de regulación pueden disponerse frontalmente en el paramento de la presa o lateralmente en una de las márgenes del embalse, ya que la velocidad de aproximación del agua es pequeña a causa de la gran amplitud de la sección mojada; la ubicación más conveniente de las tomas laterales situadas en tramos de río en curva es la parte externa, con lo que se consigue un flujo hidráulico más regular y se evitan las áreas muertas de la parte interna, en las que existe una mayor tendencia a la deposición de sedimentos. Esta ubicación reviste mayor importancia en el caso de las tomas en las presas de derivación, las cuales conviene disponer en la parte externa de las curvas con la finalidad de aprovechar la mayor profundidad existente en esta zona y las corrientes transversales ocasionadas por la fuerza centrífuga para captar aguas de la superficie, cuya concentración de sedimentos es menor que la media (figura 5.12); por esta razón, en los tramos rectos o cuando es obligado situar la toma en la parte interna de la curva, se suelen disponer espigones oblicuos a la corriente para modificar el flujo natural y conseguir una implantación favorable desde el punto de vista hidráulico. Esta disposición favorable para la captación de aguas con pocos sedimentos, es perjudicial en relación con la presencia de hielos flotantes, ya que éstos tienen tendencia a acumularse en la parte externa de las curvas; por ello, en los emplazamientos con ambos tipos de problemas hay que llegar a una solución de compromiso en función de la gravedad relativa de cada uno de ellos.

3. TOMAS EN EMBALSES DE REGULACIÓN

3.1. Embocadura

La embocadura de las tomas laterales, situadas en una margen del embalse, está precedida por un **canal de aproximación** excavado en la ladera que facilita la captación del agua y su aproximación hasta la estructura de la toma. El canal de aproximación se construye con una sección amplia para conseguir una velocidad reducida que facilite un flujo de aproximación regular y una alimentación adecuada de la o las embocaduras de las tomas; cuando el material excavado puede utilizarse en el cuerpo de la presa se reduce significativamente el coste del canal de aproximación, lo que permite realizar excavaciones muy profundas, como en los canales de las tomas hidroeléctricas de los aprovechamientos de Aguamilpa en México y los de Estreito, Itzá, Foz do Areia o Serra de Mesa en Brasil (figuras 19.11 y 19.15). En el fondo del canal de aproximación se dispone la embocadura de la toma con una implantación recta o, en las tomas grandes, con una elevada superficie de reja, poligonal. En algunos casos se dispone una barrera flotante en el arranque del canal para impedir la entrada de la maleza u otros cuerpos flotantes, desviándola hacia el aliviadero de la presa.

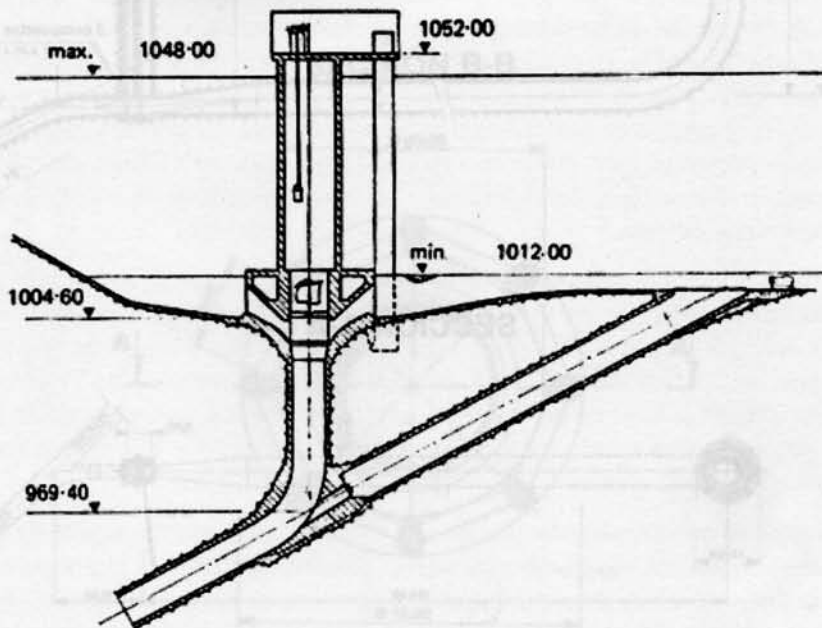
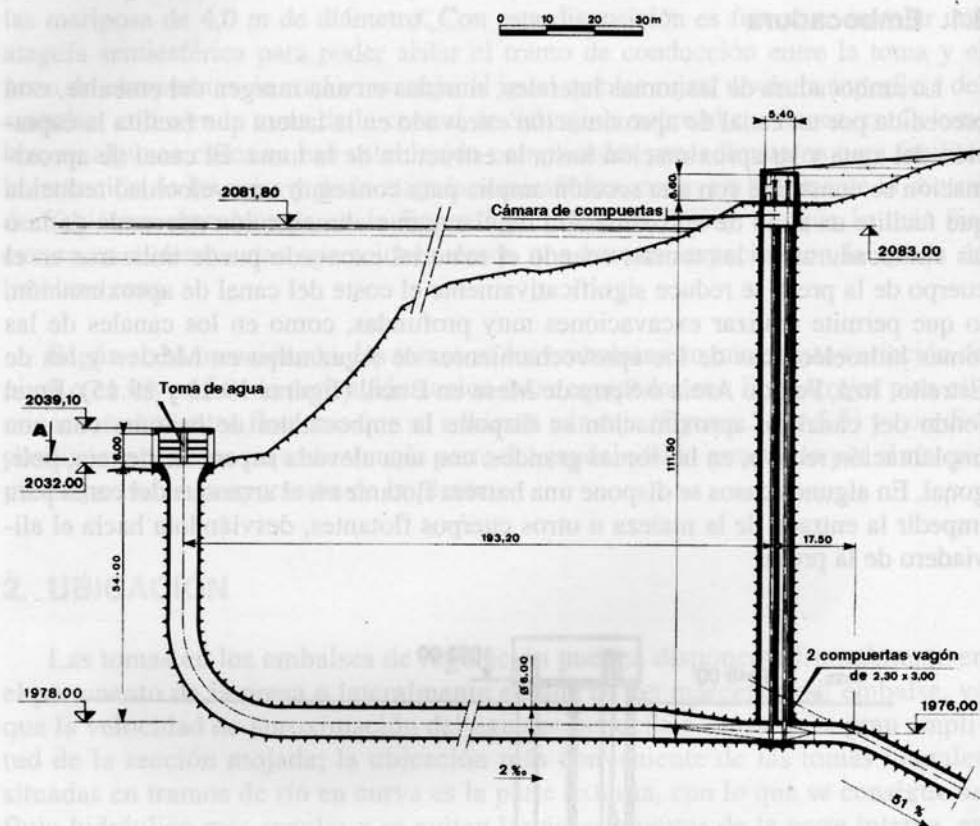


Fig. 5.9

Tomas en pozo de la central reversibles de Hornberg. Fuente: Pfisterer, WP, 1973.

CORTE LONGITUDINAL



SECCIÓN A-A

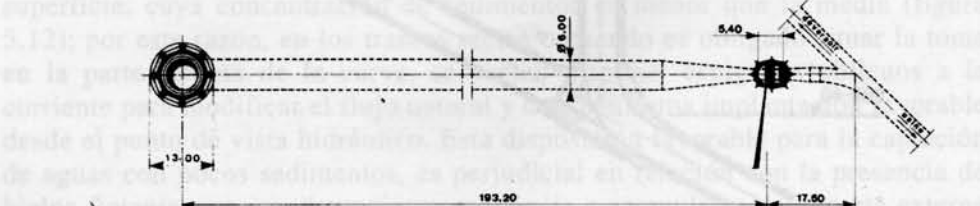


Fig. 5.10

Toma en el embalse superior de la central reversible de Super Bissorte. Fuente: Electricité de France.

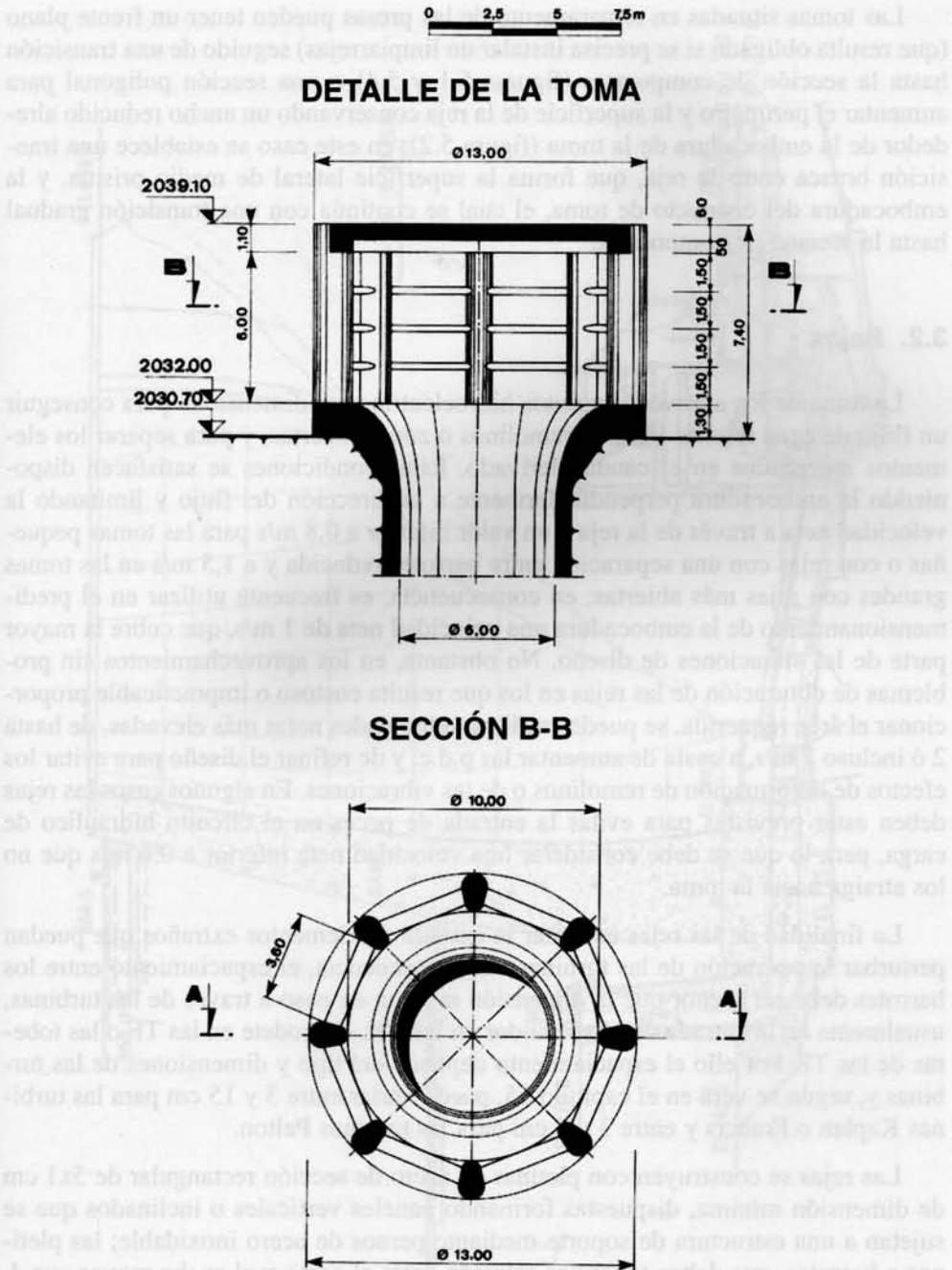


Fig. 5.10

Toma en el embalse superior de la central reversible de Super Bissorte. Fuente: Electricité de France.

Las tomas situadas en el paramento de las presas pueden tener un frente plano (que resulta obligado si se precisa instalar un limpiarreas) seguido de una transición hasta la sección de compuertas (figuras 5.1 y 5.4) o una sección poligonal para aumentar el perímetro y la superficie de la reja conservando un ancho reducido alrededor de la embocadura de la toma (figura 5.2); en este caso se establece una transición brusca entre la reja, que forma la superficie lateral de medio prisma, y la embocadura del conducto de toma, el cual se continúa con una transición gradual hasta la sección de compuertas.

3.2. Rejas

La toma de los aprovechamientos hidroeléctricos se dimensiona para conseguir un flujo de agua regular libre de remolinos o zonas muertas, y para separar los elementos indeseados en el caudal derivado. Estas condiciones se satisfacen disponiendo la embocadura perpendicularmente a la dirección del flujo y limitando la velocidad neta a través de la reja a un valor inferior a 0,8 m/s para las tomas pequeñas o con rejas con una separación entre barrotes reducida y a 1,5 m/s en las tomas grandes con rejas más abiertas; en consecuencia, es frecuente utilizar en el predimensionamiento de la embocadura una velocidad neta de 1 m/s, que cubre la mayor parte de las situaciones de diseño. No obstante, en los aprovechamientos sin problemas de obturación de las rejas en los que resulta costoso o impracticable proporcionar el área requerida, se pueden utilizar velocidades netas más elevadas, de hasta 2 ó incluso 3 m/s, a costa de aumentar las p.d.c. y de refinar el diseño para evitar los efectos de la formación de remolinos o de las vibraciones. En algunos casos las rejas deben estar previstas para evitar la entrada de peces en el circuito hidráulico de carga, para lo que se debe considerar una velocidad neta inferior a 0,6 m/s que no los atraiga hacia la toma.

La finalidad de las rejas es evitar la entrada de elementos extraños que puedan perturbar la operación de las turbinas; en consecuencia, el espaciamiento entre los barrotes debe ser menor que la dimensión mínima de paso a través de las turbinas, usualmente en la entrada del distribuidor en las TK, del rodete en las TF o las toberas de las TP. Por ello el espaciamiento depende del tipo y dimensiones de las turbinas y, según se verá en el capítulo 15, puede variar entre 3 y 15 cm para las turbinas Kaplan o Francis y entre 3 y 6 cm para las turbinas Pelton.

Las rejas se construyen con pletinas de acero de sección rectangular de 5x1 cm de dimensión mínima, dispuestas formando paneles verticales o inclinados que se sujetan a una estructura de soporte mediante pernos de acero inoxidable; las pletinas o barrotes, que deben tener una relación entre el canto y el ancho mayor que 4, se sueldan en sus extremos a pletinas o angulares transversales formando paquetes rígidos con un peso manejable, como los paneles de 6,6x2,5 m representados en la

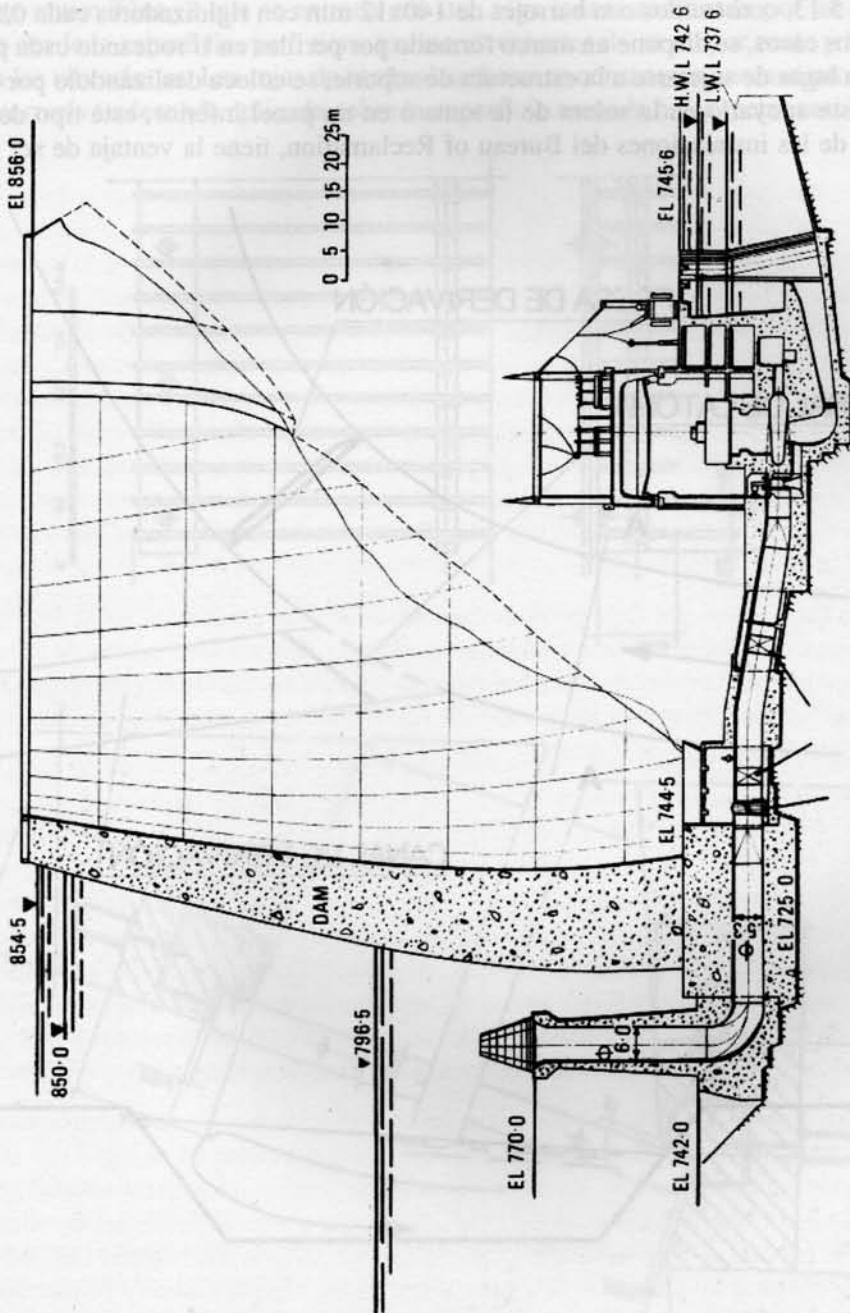


Fig. 5.11

Toma de la central de Yagisawa. Fuente: Mimura, WP, Abril, 1968.

figura 5.13, contruídos con barrotes de 140x12 mm con rigidizadores cada 0,50 m. En otros casos, se dispone un marco formado por perfiles en U rodeando cada panel, que en lugar de sujetarse a la estructura de soporte, se coloca deslizándolo por ranuras hasta apoyarlo en la solera de la toma o en un panel inferior; este tipo de reja, típico de las instalaciones del Bureau of Reclamation, tiene la ventaja de ser fácil-

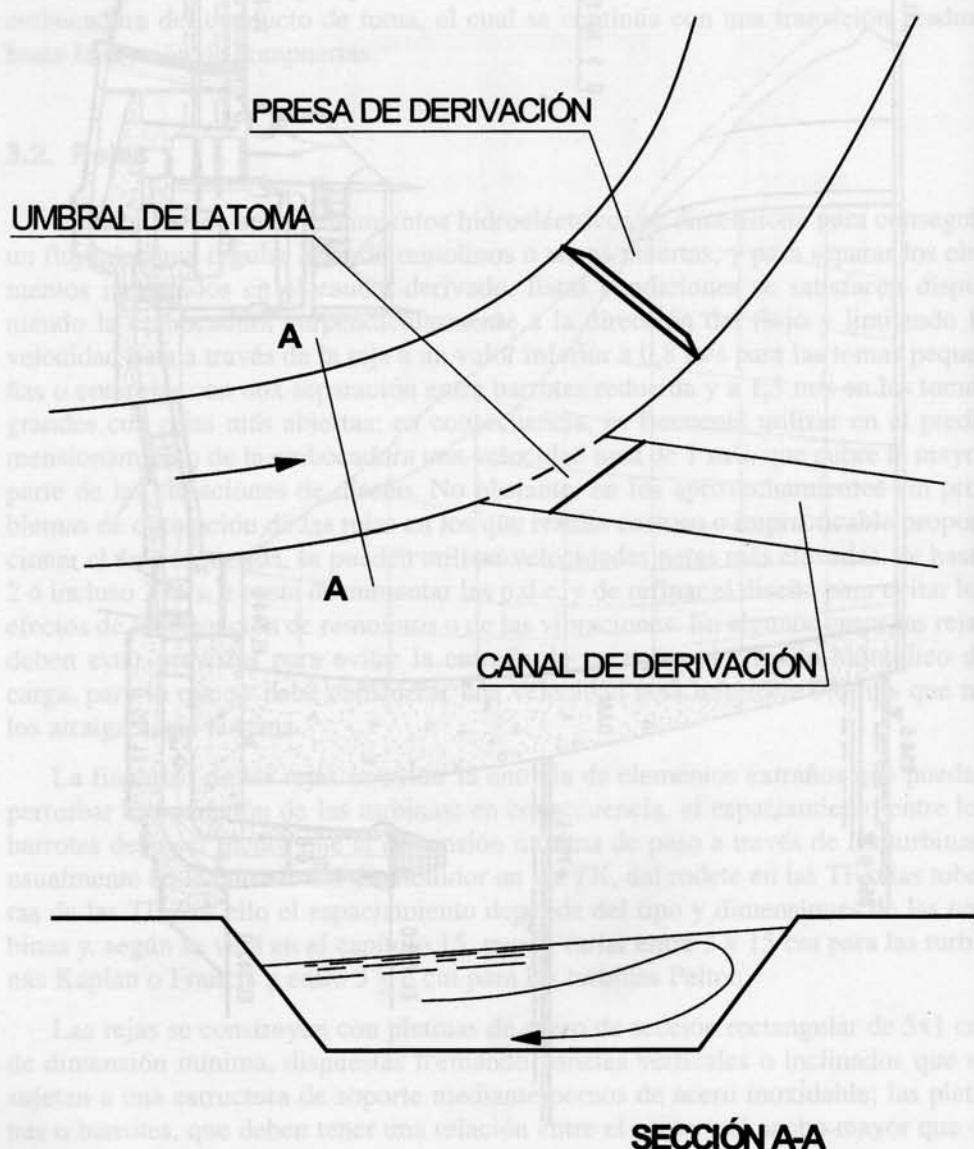


Fig. 5.12

mente removibles ya que se extraen con una viga tenaza accionada por un cabrestante desde la superficie, pero tiene los inconvenientes de su mayor coste y tendencia a las vibraciones. Las rejas de acero al carbono se construyen con una protección anticorrosiva adecuada aplicada sobre la superficie arenada hasta metal casi blanco.

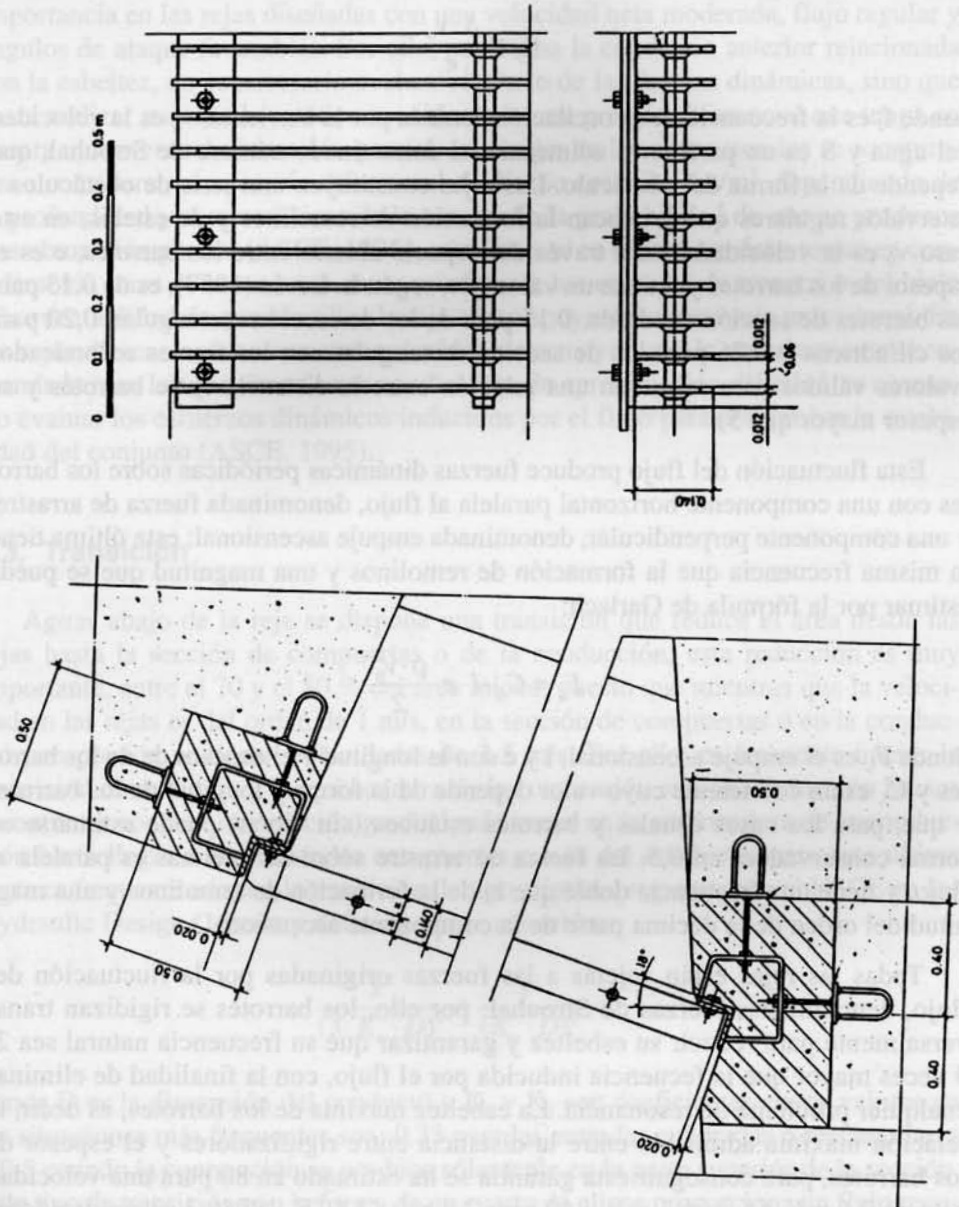


Fig. 5.13

Los obstáculos interpuestos en una corriente de agua producen remolinos periódicos alternativos a cada lado del obstáculo, que se transforman en una estela pasado el mismo. Esta fluctuación del flujo induce fuerzas dinámicas sobre el obstáculo, cuya frecuencia se puede estimar mediante la expresión:

$$f_f = \frac{S \cdot v_0}{e}$$

donde f_f es la frecuencia de la oscilación forzada por la corriente, v_0 es la velocidad del agua y S es un parámetro adimensional denominado número de Strouhal, que depende de la forma del obstáculo. Las rejillas constituyen una serie de obstáculos a intervalos regulares que provocan la formación de remolinos y de estelas; en este caso v_0 es la velocidad neta a través del espacio abierto entre los barrotes, e es el espesor de los barrotes y S tiene un valor que, según L. Levin (1957), es de 0,13 para los barrotes de sección cuadrada, 0,15 para los de sección rectangular, 0,20 para los cilíndricos y 0,26 para los de sección rectangular con los frentes redondeados (valores válidos para rejillas con una relación entre la distancia entre barrotes y su espesor mayor que 5).

Esta fluctuación del flujo produce fuerzas dinámicas periódicas sobre los barrotes con una componente horizontal paralela al flujo, denominada fuerza de arrastre, y una componente perpendicular, denominada empuje ascensional; esta última tiene la misma frecuencia que la formación de remolinos y una magnitud que se puede estimar por la fórmula de Garlach:

$$F_L = C_L \cdot l \cdot e \cdot \frac{\rho \cdot v_0^2}{2}$$

donde F_L es el empuje ascensional, l y e son la longitud y el espesor de los barrotes y C_L es un coeficiente cuyo valor depende de la forma y longitud de los barrotes y que, para los casos usuales y barrotes estáticos (sin vibrar) puede estimarse en forma conservadora en 0,5. La fuerza de arrastre sobre las pletinas es paralela al flujo, y tiene una frecuencia doble que la de la formación de remolinos y una magnitud del orden de la décima parte de la componente ascensional.

Todas las rejillas están sujetas a las fuerzas originadas por la fluctuación del flujo, denominadas fuerzas de Strouhal; por ello, los barrotes se rigidizan transversalmente para reducir su esbeltez y garantizar que su frecuencia natural sea 2-3 veces mayor que la frecuencia inducida por el flujo, con la finalidad de eliminar cualquier problema de resonancia. La esbeltez máxima de los barrotes, es decir, la relación máxima admisible entre la distancia entre rigidizadores y el espesor de los barrotes, para conseguir esta garantía se ha estimado en 80 para una velocidad neta de 0,6 m/s, 65 para 1 m/s y 40 para 2,4 m/s (ASCE, 1995). Los rigidizadores intermedios pueden construirse con redondos atirantados dispuestos horizontal-

mente atravesando los barrotes verticales y provistos con espaciadores que mantienen fija la separación (figura 5.13) o soldando los barrotes a pletinas de apoyo transversales.

Las fuerzas dinámicas consecuencia de la fluctuación del flujo tienen poca importancia en las rejillas diseñadas con una velocidad neta moderada, flujo regular y ángulos de ataque favorables. Por ello, satisfecha la condición anterior relacionada con la esbeltez, no es necesario evaluar el efecto de las fuerzas dinámicas, sino que basta realizar un cálculo estático considerando una presión diferencial que tenga en cuenta una eventual obturación parcial de la rejilla; en los casos usuales se acostumbra a considerar una presión diferencial de diseño entre 3 y 6 t/m², dependiendo de la profundidad y características de la toma y de la probabilidad de que se produzca una obturación parcial (ASCE, 1995); asimismo, si es el caso, se debe tomar en consideración otras solicitaciones como pueden ser los empujes de troncos o del hielo o la eventualidad de que se utilice la rejilla como apoyo de una ataguía provisional. En las rejillas dimensionadas con una velocidad neta mayor que la anteriormente recomendada o en las que tienen unas condiciones de aproximación difíciles, es necesario evaluar los esfuerzos dinámicos inducidos por el flujo para comprobar la estabilidad del conjunto (ASCE, 1995).

3.3. Transición

Aguas abajo de la rejilla se dispone una transición que reduce el área desde las rejillas hasta la sección de compuertas o de la conducción; esta reducción es muy importante, entre el 70 y el 80 % del área inicial, puesto que mientras que la velocidad en las rejillas es del orden de 1 m/s, en la sección de compuertas o en la conducción en presión se tienen velocidades de 3-5 m/s. Por ello, es frecuente iniciar la transición entre la rejilla y la embocadura de la conducción con una reducción brusca y continuar con una contracción gradual más suave en la embocadura de la conducción hasta llegar a la sección de compuertas o a la del conducto; para esta última parte es frecuente adoptar la transición de tipo elíptico propuesta por el USCE en los Hydraulic Design Criteria y definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{(3 \cdot K_x \cdot D)^2} + \frac{y^2}{(K_y \cdot D)^2} = 1$$

donde D es la dimensión del conducto y K_x y K_y son coeficientes cuyos valores en las situaciones más frecuentes son: 0,33 para las entradas cuadradas o rectangulares y 0,5 cuando la contracción se produce solamente en la parte superior de la sección. Este tipo de transición con la forma de un cuarto de elipse proporciona un flujo regular con una p.d.c. reducida.

3.4. Sección de compuertas

Las tomas de los aprovechamientos hidroeléctricos se equipan con compuertas para aislar la conducción del embalse y poderla vaciar cuando se precise revisarla o cortar el flujo en situaciones de emergencia. El caudal derivado en los aprovechamientos con conducciones en presión, usualmente asociados a los embalses de regulación, se controla con las turbinas, por lo que las compuertas de la toma están normalmente abiertas, cerrándose sólo cuando se quiere vaciar la conducción o cortar totalmente el flujo; contrariamente, las compuertas de los esquemas con conducciones en régimen libre se utilizan con frecuencia para controlar el caudal derivado y deben cerrarse cuando cesa la turbinación.

Las tomas de las conducciones en presión están usualmente equipadas con compuertas de tipo vagón accionadas por un servomotor hidráulico de alta presión; este tipo de compuertas está integrado por un tablero metálico soportado por vigas horizontales y provisto de ruedas que se desplazan sobre caminos de rodadura de acero inoxidable situados en ranuras construídas en la obra de fábrica de la toma, a cada lado de la compuerta (figura 5.14); la presión del agua con la compuerta cerrada se transmite a las ranuras a través de las ruedas, lo que reduce el rozamiento y facilita la movilización de la compuerta.

Las compuertas operan normalmente con cargas equilibradas aunque, en situaciones de emergencia, pueden cerrar contra un caudal muy superior al nominal. Asimismo, el servomotor de accionamiento debe tener la altura suficiente para, con una sola maniobra, izar la compuerta por encima del dintel de la sección de cierre hasta su posición de abierta; el izaje de la compuerta hasta su posición de mantenimiento se realiza por pasos sucesivos, quitando un eslabón después de cada carrera del servomotor.

El cierre hidráulico de las compuertas se materializa con perfiles de un material elastomérico (usualmente caucho natural o Neopreno) presionado sobre una superficie de acero inoxidable. La composición de los elastómeros se ajusta para obtener las propiedades deseadas de resistencia, deformabilidad, dureza, etc., y para incorporar elementos antioxidantes que proporcionen resistencia a la acción de los rayos ultravioleta. Usualmente se especifica una dureza mínima Shore A de 65 o algo mayor en los casos de presiones elevadas.

Los sellos laterales y superiores utilizan la presión del agua del embalse para conseguir la estanqueidad, mientras que la del sello inferior se consigue por la presión inducida por el peso de la compuerta sobre la viga de apoyo de la solera. El plano del cierre hidráulico puede establecerse aguas arriba o aguas abajo de la compuerta; con la segunda variante, que es la más usual ya que la presión del agua favorece el cierre, se precisa un conducto de ventilación que evite el vacío en la conducción cuando se produce un cierre rápido contra un caudal fluyente elevado. La

operación normal en los dos casos es con cargas equilibradas, para lo que se dispone una válvula de llenado en la compuerta o, alternativamente, se prevé el llenado de la conducción abriendo la compuerta unos pocos centímetros.

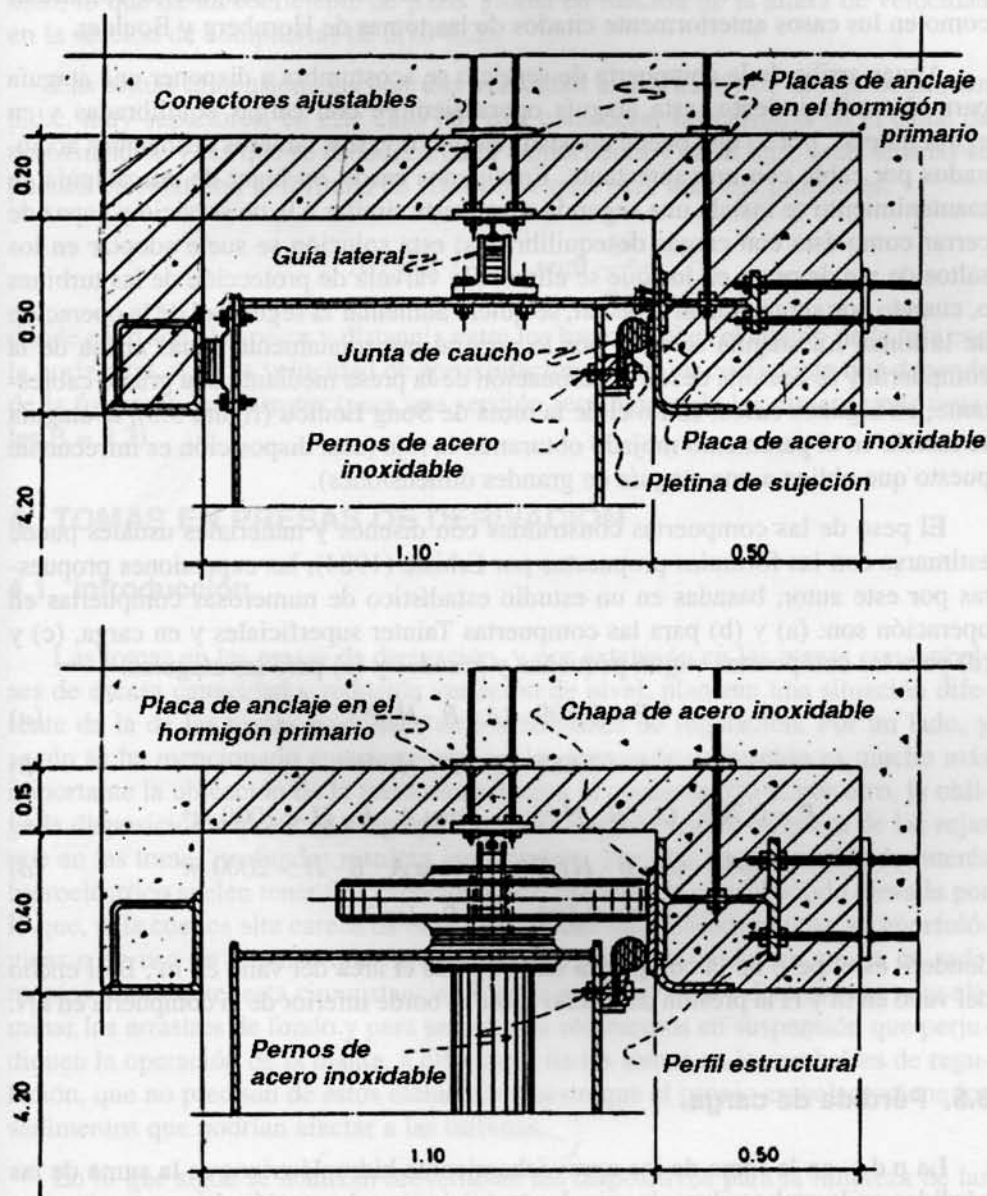


Fig. 5.14

Las tomas de los conductos en presión se pueden también controlar con compuertas Tainter sumergidas, aunque esta solución es poco usual ya que tiene los inconvenientes de requerir una cámara voluminosa para alojar la compuerta y de ser imposible su extracción hasta la superficie para su revisión o reparación. Por otra parte, en las torres de toma cilíndricas se pueden utilizar compuertas cilíndricas como en los casos anteriormente citados de las tomas de Hornberg y Boulder.

Aguas arriba de la compuerta de servicio se acostumbra a disponer una ataguía para el mantenimiento; esta ataguía opera siempre con cargas equilibradas y en aguas quietas, por lo que puede consistir en uno o varios tableros deslizantes accionados por cable con un cabrestante. En algunos casos, en lugar de una ataguía de mantenimiento se instala una segunda compuerta similar a la de servicio y capaz de cerrar como ésta con cargas desequilibradas; esta solución se suele adoptar en los saltos de pie de presa en los que se elimina la válvula de protección de las turbinas o, cuando por alguna razón especial, se quiere aumentar la seguridad de la operación de la toma. La ataguía se sitúa por lo general inmediatamente aguas arriba de la compuerta y se acciona desde la coronación de la presa mediante una grúa o cabrestante; en algunos casos, como el de la toma de Song Loulou (figura 5.3), la ataguía se instala en el paramento mojado obturando la reja (esta disposición es infrecuente puesto que obliga a una ataguía de grandes dimensiones).

El peso de las compuertas construídas con diseños y materiales usuales puede estimarse con las fórmulas propuestas por Erbiste (1984); las expresiones propuestas por este autor, basadas en un estudio estadístico de numerosas compuertas en operación son: (a) y (b) para las compuertas Tainter superficiales y en carga, (c) y (d) para las compuertas vagón pequeñas y grandes y (e) para las ataguías:

$$P = 0,609 \cdot (A \cdot B \cdot H)^{0,673} \quad (a)$$

$$P = 3,688 \cdot (A \cdot B \cdot H)^{0,521} \quad (b)$$

$$P = 0,706 \cdot (A \cdot B \cdot H)^{0,7}; \quad \text{para } A \cdot B \cdot H < 2000 \text{ m}^4 \quad (c)$$

$$P = 0,888 \cdot (A \cdot B \cdot H)^{0,659}; \quad \text{para } A \cdot B \cdot H > 2000 \text{ m}^4 \quad (d)$$

$$P = 0,503 \cdot (A \cdot B \cdot H)^{0,716} \quad (e)$$

donde P es el peso de la compuerta en kN, A es el área del vano en m², B el encho del vano en m y H la presión de diseño sobre el borde inferior de la compuerta en kN.

3.5. Pérdida de carga

La p.d.c. en la toma de los aprovechamientos hidroeléctricos es la suma de las pérdidas en la embocadura, la reja, las transiciones y la sección de compuertas; las dos primeras son muy pequeñas en los casos usuales en los que la velocidad a tra-

vés de las rejillas es moderada y el flujo regular; por ello, en estos casos la p.d.c. en la toma se reduce a las pérdidas en las transiciones (que dependen de su forma y longitud) y en la sección de compuertas (principalmente en las ranuras). Las primeras tienen un coeficiente característico del orden de 0,05-0,15 y las segundas de 0,02-0,05, lo que da un coeficiente de p.d.c. global en función de la altura de velocidad en la sección de compuertas de 0,10-0,20.

Las tomas dimensionadas con una velocidad alta a través de la rejilla ocasionan p.d.c. muy superiores; en este caso hay que considerar las pérdidas en el canal de aproximación y las que se producen en la embocadura y en la rejilla; estas últimas se pueden calcular con la fórmula de Kirschmer que, para una rejilla limpia, es:

$$\Delta H = B \cdot \left(\frac{e}{d} \right)^{4/3} \cdot \sin \theta \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g}$$

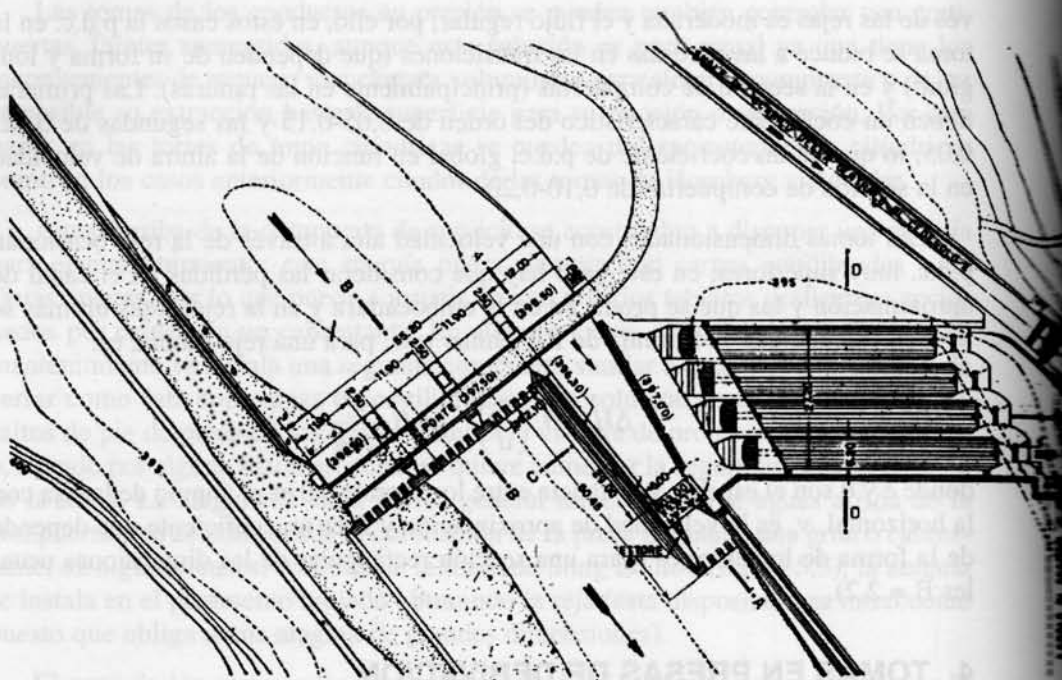
donde e y d son el espesor y distancia entre los barrotes, θ es el ángulo de la rejilla con la horizontal, v_o es la velocidad de aproximación y B es un coeficiente que depende de la forma de los barrotes (para una sección rectangular de las dimensiones usuales $B = 2,2$).

4. TOMAS EN PRESAS DE DERIVACIÓN

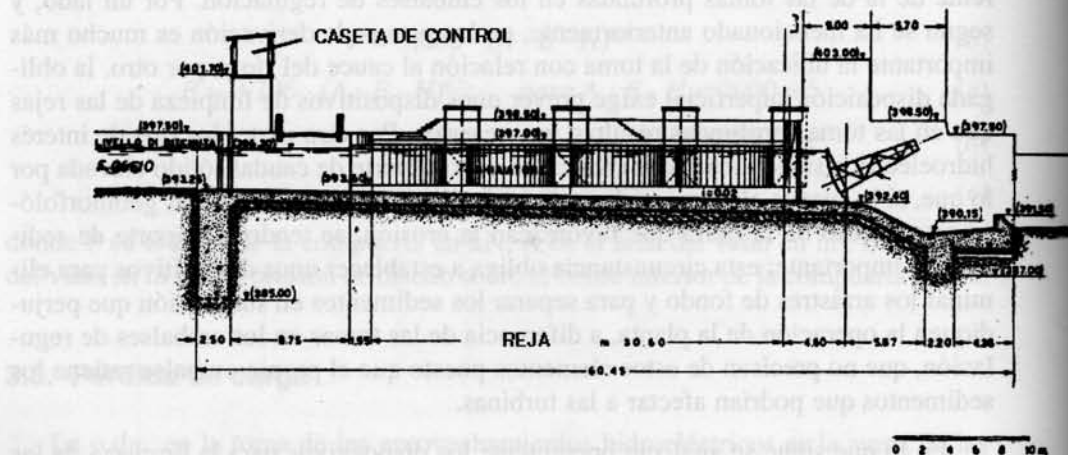
4.1. Introducción

Las tomas en las presas de derivación, y por extensión en las presas con embalses de escasa capacidad y reducida variación de nivel, plantean una situación diferente de la de las tomas profundas en los embalses de regulación. Por un lado, y según se ha mencionado anteriormente, en las presas de derivación es mucho más importante la ubicación de la toma con relación al cauce del río y, por otro, la oblicua disposición superficial exige prever unos dispositivos de limpieza de las rejillas que en las tomas profundas resultan innecesarios. Por otra parte, los ríos de interés hidroeléctrico suelen tener una capacidad de transporte de caudal sólido elevada por lo que, si la cuenca alta carece de embalses o tiene unas características geomorfológicas o de uso de la tierra que favorezcan la erosión, se tendrá un aporte de sedimentos importante; esta circunstancia obliga a establecer unos dispositivos para eliminar los arrastres de fondo y para separar los sedimentos en suspensión que perjudiquen la operación de la planta, a diferencia de las tomas en los embalses de regulación, que no precisan de estos elementos puesto que el propio embalse retiene los sedimentos que podrían afectar a las turbinas.

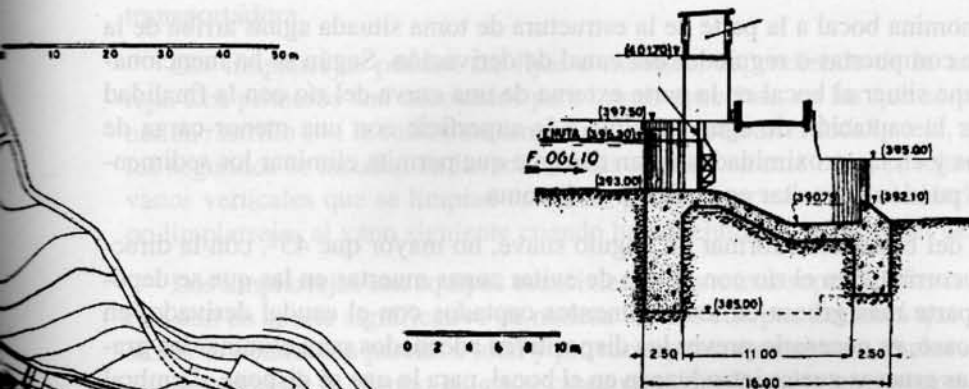
En lo que sigue se analizan brevemente los dispositivos para la limpieza de las rejillas de la toma y para la eliminación de los arrastres de fondo, mientras que los dispositivos para separar los sedimentos en suspensión se tratan en el punto 7.



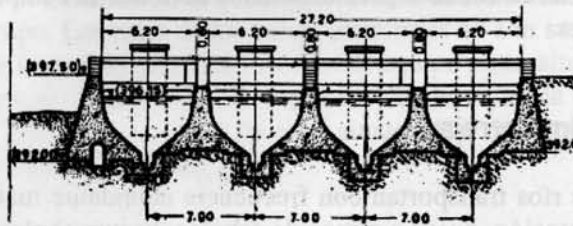
SECCIÓN A-A



SECCION B-B



SECCIÓN D-D



SECCIÓN C-C

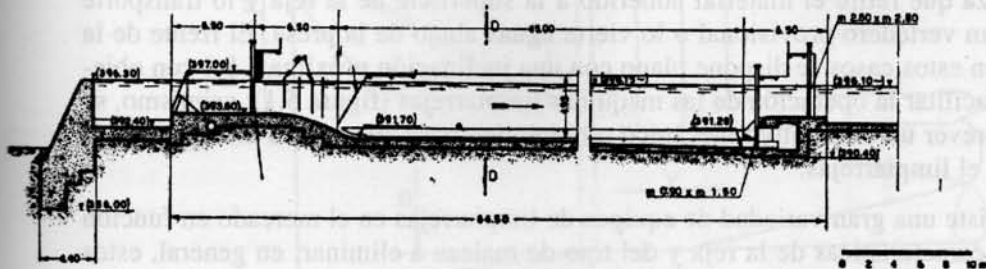


Fig. 5.15

Toma de la central de Cividate ($Q=35 \text{ m}^3/\text{s}$) con cuatro desarenadores continuos de 45 m de longitud y 6,2 m de anchura. El caudal derivado en esta toma se une con el de la descarga de la central de Cedegolo situada aguas arriba. Fuente: Contesini, 1956.

4.2. Bocal

Se denomina bocal a la parte de la estructura de toma situada aguas arriba de la sección de compuertas o regulador del canal de derivación. Según se ha mencionado, conviene situar el bocal en la parte externa de una curva del río con la finalidad de facilitar la captación de agua próxima a la superficie con una menor carga de sedimentos y en las proximidades de un desagüe que permita eliminar los sedimentos que se puedan depositar en el frente de la toma.

El eje del bocal debe formar un ángulo suave, no mayor que 45° , con la dirección de la corriente en el río con objeto de evitar zonas muertas en las que se depositaría la parte más gruesa de los sedimentos captados con el caudal derivado; en cualquier caso, es necesario prever los dispositivos adecuados para eliminar las gravas y arenas gruesas que se introduzcan en el bocal, para lo que se dispone el umbral de la toma más elevado que la solera del bocal, y se construye éste con pendientes fuertes hacia un conducto de purga con desagüe directo al río aguas abajo de la presa (figura 5.15). De esta forma, los sedimentos gruesos que se depositen en el bocal podrán ser eliminados periódicamente abriendo la compuerta de control del desagüe de purga.

4.3. Limpiarrejas

Los ríos transportan con frecuencia abundante material flotante como: restos de vegetación, hojas o ramas de árboles, basura (bolsas o recipientes de plástico, botellas, neumáticos, etc.) o, en avenidas, elementos más voluminosos como troncos de árboles o cuerpos de animales muertos. Este material flotante puede quedar retenido por la reja y obturarla por lo que, cuando existe esta posibilidad por estar la reja cerca de la superficie, es necesario instalar un equipo automático de limpieza que retire el material adherido a la superficie de la reja y lo transporte hasta un vertedero provisional o lo vierta aguas abajo de la presa. El frente de la toma en estos casos se dispone plano con una inclinación próxima a 1:4 con objeto de facilitar la operación de las máquinas limpiarrejas (figura 5.1); asimismo, se debe prever un dispositivo mecánico o hidráulico para remover la maleza recogida por el limpiarrejas.

Existe una gran variedad de equipos de limpiarrejas en el mercado en función de las características de la reja y del tipo de maleza a eliminar; en general, estos equipos constan de un bastidor con un camino de rodadura sobre el que se desplaza un carretón rígido con un rastrillo abatible, cuyas púas se introducen en el espacio abierto entre los barrotes verticales con lo que, al ascender arrastrado por el carretón, retira y extrae la maleza adherida a la superficie de la reja. Este equipo se complementa con los dispositivos para trasladar a un vertedero provisional

el material recogido, los cuales pueden consistir en un canal de evacuación con un chorro de agua aportado por una bomba, en vagonetas sobre carriles o en una cinta transportadora.

Los limpiarrejas pueden ser fijos o móviles, dependiendo de la anchura de la reja. Los primeros son adecuados para tomas estrechas, en las que se puede disponer un rastrillo con la suficiente amplitud como para barrer toda la reja, mientras que los segundos se instalan en las tomas más anchas; en este caso, la reja se divide en vanos verticales que se limpian en varias pasadas sucesivas, trasladándose el equipo limpiarrejas al vano siguiente cuando ha concluido el barrido del vano anterior.

Los limpiarrejas son equipos esenciales en las tomas superficiales construídas en ríos con un aporte significativo de maleza u otros cuerpos flotantes que puedan ocasionar la obturación parcial o total y provocar p.d.c. excesivas o, incluso, paradas en la operación de la planta; en estos casos conviene instalar un sistema de limpieza totalmente automático provisto de un detector diferencial de p.d.c. a través de la reja, el cual acciona el mecanismo de arranque cuando detecta una p.d.c. elevada consecuencia de una obturación de importancia. El sistema de automatismo debe estar complementado con la transmisión al centro de control de las señales de operación o de avería del equipo. Las rejas de las tomas profundas no son susceptibles de sufrir obturaciones, por lo cual no precisan este tipo de equipo (naturalmente, hay excepciones, como la toma del embalse de El Cajón en Honduras, en la que se ha instalado un limpiarrejas automático a pesar de estar situada 150 m por debajo del máximo nivel normal del embalse; Gerber, 1989).

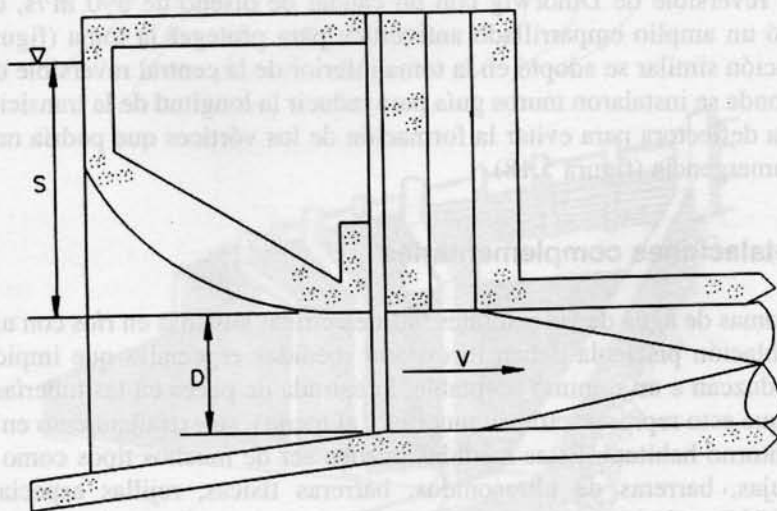


Fig. 5.16

Sumergencia mínima en las tomas de embalse. Fuente: Gordon, WP, 1970.

4.4. Sumergencia

Las tomas se disponen con la suficiente sumergencia como para evitar la formación de remolinos superficiales que incorporen aire o materiales flotantes al caudal derivado; esta consideración es de especial importancia en los aprovechamientos con salto pequeño, en los que la formación de remolinos o vórtices ocasionaría una alimentación irregular y una pérdida de rendimiento y de capacidad importante con relación a la magnitud del salto utilizado. Existe una amplia variedad de fórmulas para estimar la sumergencia requerida para evitar la formación de vórtices; una de las más utilizada es la de Gordon (1970) que, con la notación de la figura 5.16, es:

$$S = k \cdot v \cdot \sqrt{D}$$

donde S es la sumergencia en m del borde superior de la compuerta, D es la altura de la compuerta en m, v es la velocidad nominal en la sección de la compuerta en m/s y K es un coeficiente que tiene un valor de 0,54 para el caso de un flujo con aproximación simétrica y de 0,72 en el caso contrario. Otros criterios para estimar la sumergencia mínima requerida en las tomas superficiales pueden verse en ASCE, 1995. En ocasiones, por ejemplo en las tomas situadas en embalses poco profundos, puede resultar impracticable conseguir la sumergencia requerida, lo cual se compensa con un dispositivo en forma de emparrillado o losa de hormigón dispuesto con una pequeña sumergencia con relación al nivel mínimo para impedir el inicio de la formación de vórtices; un caso notable de esta disposición es el de la toma superior del salto reversible de Dinorwig con un caudal de diseño de 390 m³/s, donde se construyó un amplio emparrillado antivórtice para proteger la toma (figura 5.17). Una solución similar se adoptó en la toma inferior de la central reversible de Ohkawachi, donde se instalaron muros guía para reducir la longitud de la transición y una estructura deflectora para evitar la formación de los vórtices que podría originar la escasa sumergencia (figura 5.18)

4.5. Instalaciones complementarias

Las tomas de agua de las centrales hidroeléctricas situadas en ríos con una abundante población piscícola deben incorporar medidas especiales que impidan, o al menos reduzcan a un mínimo aceptable, la entrada de peces en las tuberías de presión, ya que esto representaría su muerte o, al menos, su extrañamiento en relación con su entorno habitual. Estas medidas pueden ser de muchos tipos como cortinas de burbujas, barreras de ultrasonidos, barreras físicas, rejillas especiales, etc. (ASCE, 1995); asimismo, en el caso de existir especies emigratorias es preciso instalar escalas de peces u otros medios que faciliten el paso en ambos sentidos de los miembros de las especies piscícolas afectadas.

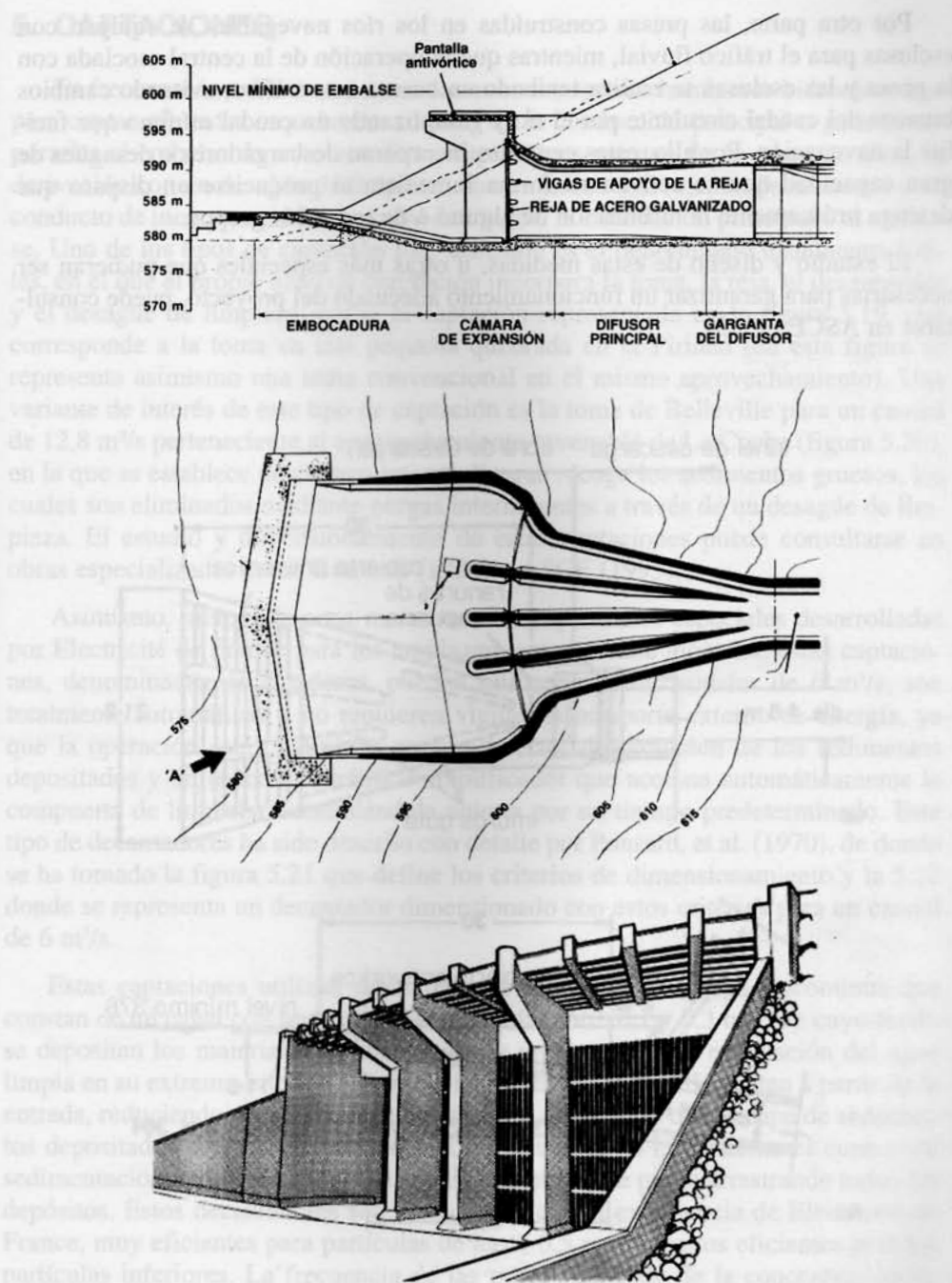


Fig. 5.17

Toma en el embalse superior de Dinorwig. Fuente: Baines (1975), First Hydro.

Por otra parte, las presas construídas en los ríos navegables se equipan con esclusas para el tráfico fluvial, mientras que la operación de la central asociada con la presa y las esclusas se realiza teniendo en cuenta este tráfico, evitando cambios bruscos del caudal circulante por el río y garantizando un caudal mínimo que facilite la navegación. Por ello, estas centrales incorporan descargadores o desagües de gran capacidad que se activan en forma inmediata al producirse un disparo que detenga bruscamente la turbinación de alguno o de todos los grupos.

El estudio y diseño de estas medidas, u otras más especiales que pudieran ser necesarias para garantizar un funcionamiento adecuado del proyecto, puede consultarse en ASCE (1995).

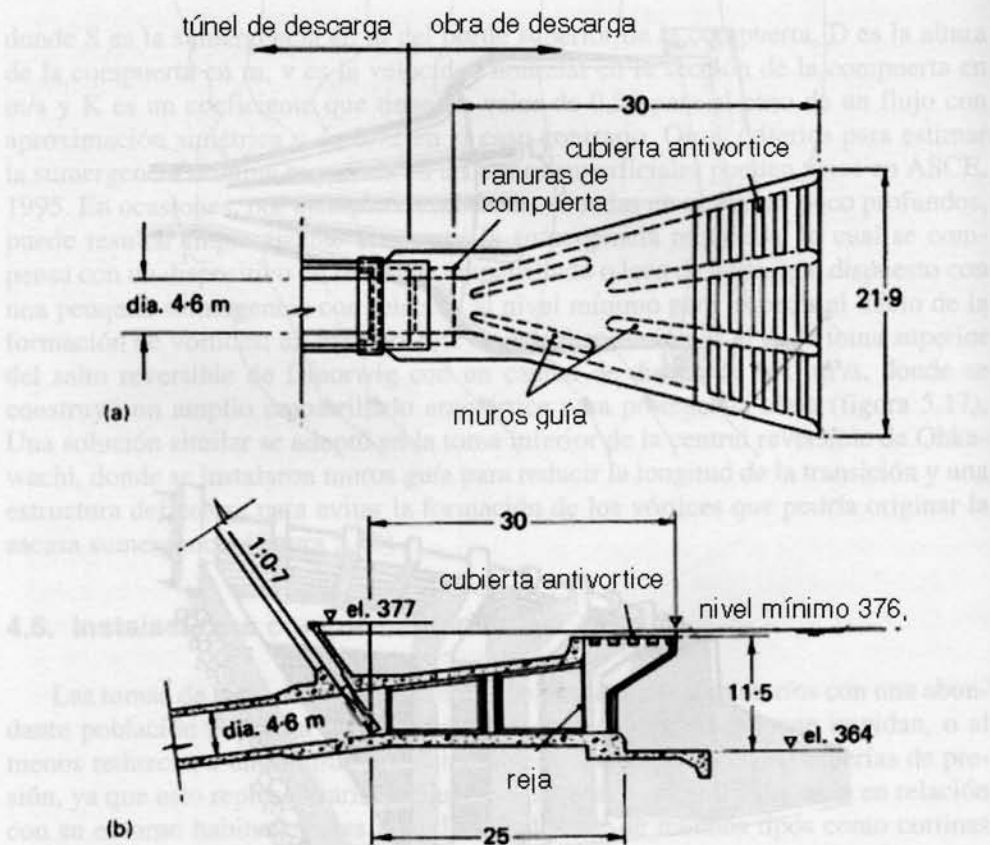


Fig. 5.18

Toma en el embalse inferior de la central reversible de Ohkawachi.

5. CAPTACIONES

Es frecuente instalar tomas secundarias en los aprovechamientos hidroeléctricos para captar afluentes o quebradas al paso de la conducción principal o para incorporarlas al embalse de cabecera. Estas captaciones constan de un pequeño azud de derivación con un desagüe de limpieza, una toma con una reja, un desarenador y un conducto de incorporación del caudal derivado a la conducción principal o al embalse. Uno de los tipos de captación más utilizado es el denominado usualmente tiroles, en el que el propio azud de derivación incorpora la toma, la reja, el desarenador y el desagüe de limpieza, como la captación representada en la figura 5.19, que corresponde a la toma en una pequeña quebrada en el Pirineo (en esta figura se representa asimismo una toma convencional en el mismo aprovechamiento). Una variante de interés de este tipo de captación es la toma de Belleville para un caudal de $12,8 \text{ m}^3/\text{s}$ perteneciente al aprovechamiento reversible de La Coche (figura 5.20), en la que se establece un cuenco intermedio que recoge los sedimentos gruesos, los cuales son eliminados mediante purgas intermitentes a través de un desagüe de limpieza. El estudio y dimensionamiento de estas captaciones puede consultarse en obras especializadas como Bouvard (1984) y ASCE (1995).

Asimismo, merece la pena mencionar las captaciones especiales desarrolladas por Electricité de France para los emplazamientos de alta montaña; estas captaciones, denominadas decantadores, pueden utilizarse hasta caudales de $6 \text{ m}^3/\text{s}$, son totalmente automáticas y no requieren vigilancia ni aporte externo de energía, ya que la operación está controlada por un detector del volumen de los sedimentos depositados y un sistema hidráulico amplificador que acciona automáticamente la compuerta de limpieza manteniéndola abierta por un tiempo predeterminado. Este tipo de decantadores ha sido descrito con detalle por Ponsard, et al. (1970), de donde se ha tomado la figura 5.21 que define los criterios de dimensionamiento y la 5.22 donde se representa un decantador dimensionado con estos criterios para un caudal de $6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Estas captaciones utilizan desarenadores especiales de purga discontinua que constan de un canal con una velocidad reducida (entre 0,1 y 0,3 m/s) en cuyo fondo se depositan los materiales en suspensión, y un vertedero de evacuación del agua limpia en su extremo inferior. Los materiales más gruesos se depositan a partir de la entrada, reduciendo progresivamente la sección útil, con lo que la capa de sedimentos depositados avanza hacia el extremo de aguas abajo hasta llenar el cuenco de sedimentación, momento en que se abre la compuerta de purga arrastrando todos los depósitos. Estos decantadores son, de acuerdo con la experiencia de Electricité de France, muy eficientes para partículas de hasta 0,5 mm y menos eficientes para las partículas inferiores. La frecuencia de las purgas depende de la concentración de sedimentos y su duración es del orden de 15 minutos, tiempo durante el cual se interrumpe la derivación del caudal captado.

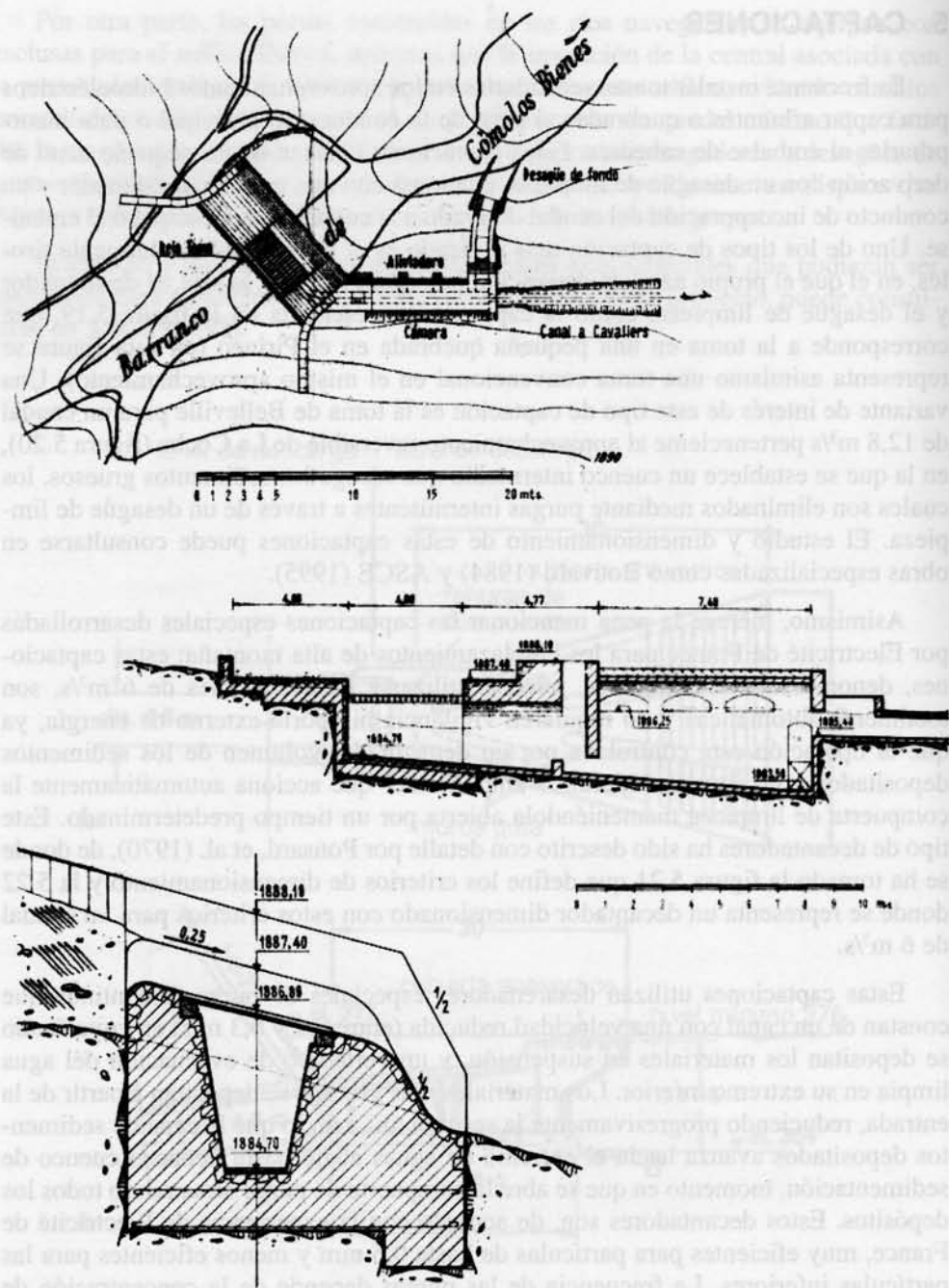


Fig. 5.19

Captaciones de Como los Bienes ($6,70 \text{ m}^3/\text{s}$) y Llacs ($2,75 \text{ m}^3/\text{s}$) en el salto de Montañana. Fuente: ENHER.

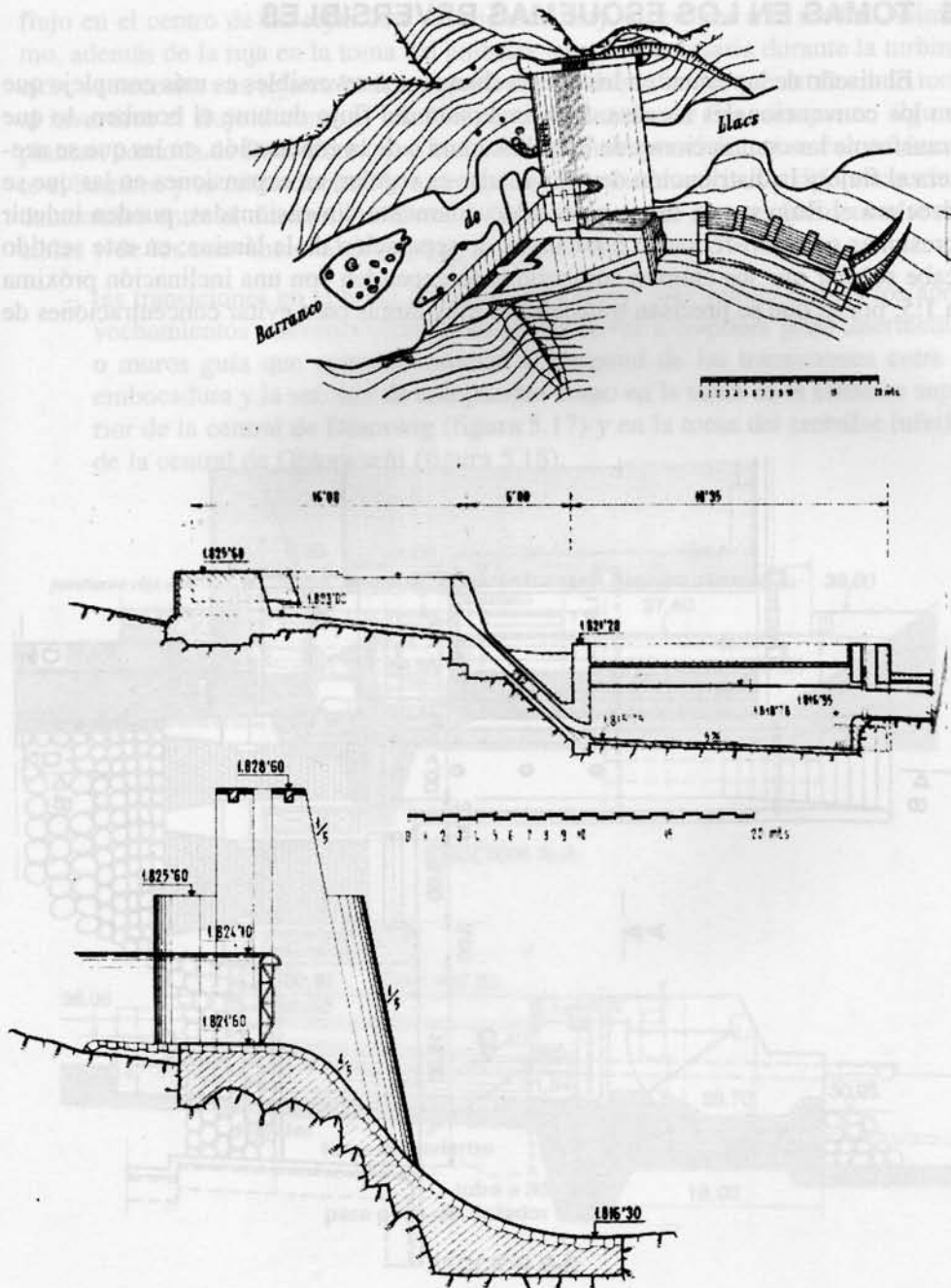


Fig. 5.19

Captaciones de Como los Bienes ($6,70 \text{ m}^3/\text{s}$) y Llacs ($2,75 \text{ m}^3/\text{s}$) en el salto de Montañana. Fuente: ENHER.

6. TOMAS EN LOS ESQUEMAS REVERSIBLES

El diseño de las tomas en los aprovechamientos reversibles es más complejo que en los convencionales a causa de la inversión del flujo durante el bombeo, lo que transforma las contracciones de la embocadura o de la conducción, en las que se acelera el flujo y la distribución de velocidades es regular, en expansiones en las que se decelera el flujo y que, de no estar adecuadamente dimensionadas, pueden inducir presiones subatmosféricas o fenómenos de separación de la lámina; en este sentido cabe señalar que los chorros sumergidos se expanden con una inclinación próxima a 1:5, por lo que se precisan transiciones muy largas para evitar concentraciones de

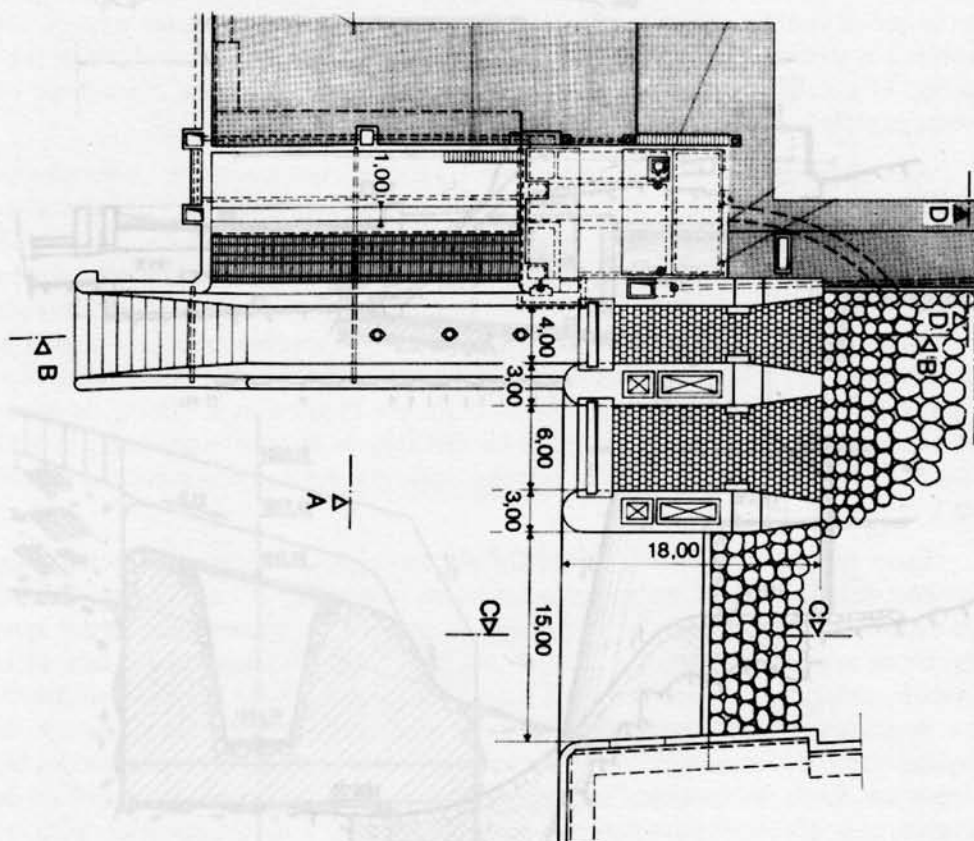


Fig. 5.20

Captación de Bellevilles. Fuente: Electricité de France.

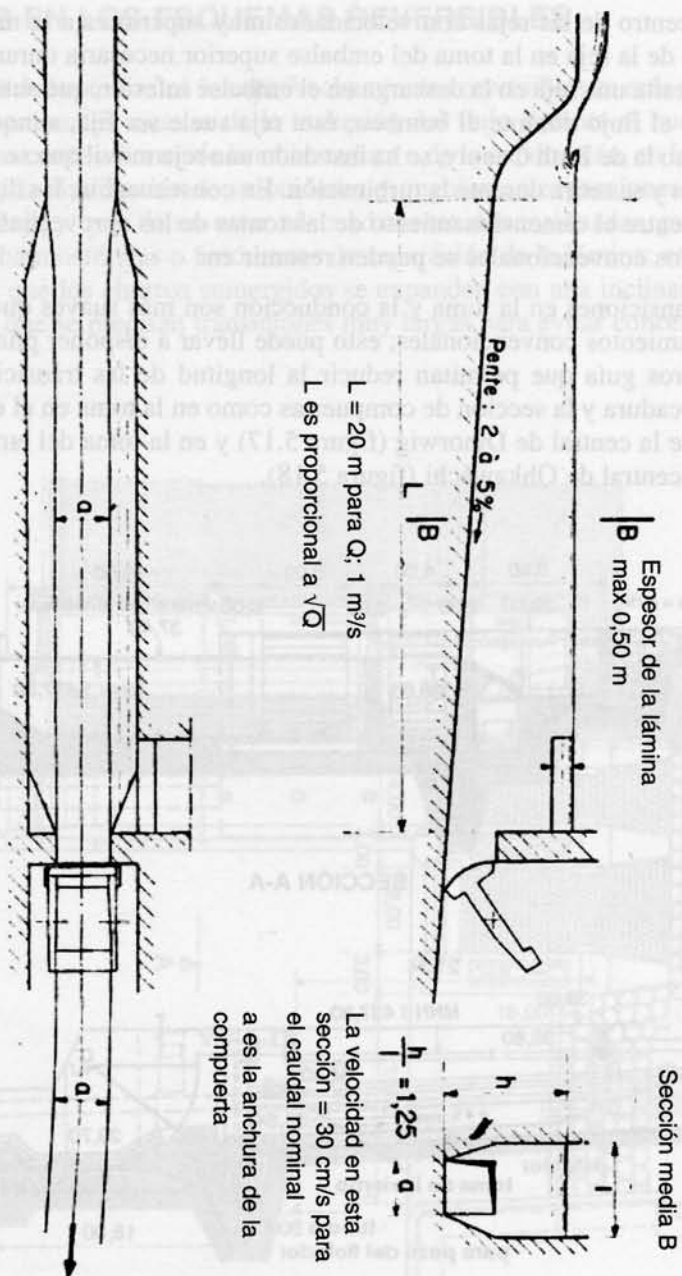


Fig. 5.21

Dimensionamiento de los decantadores. Fuente: Ponsard, La Houille Blanche,

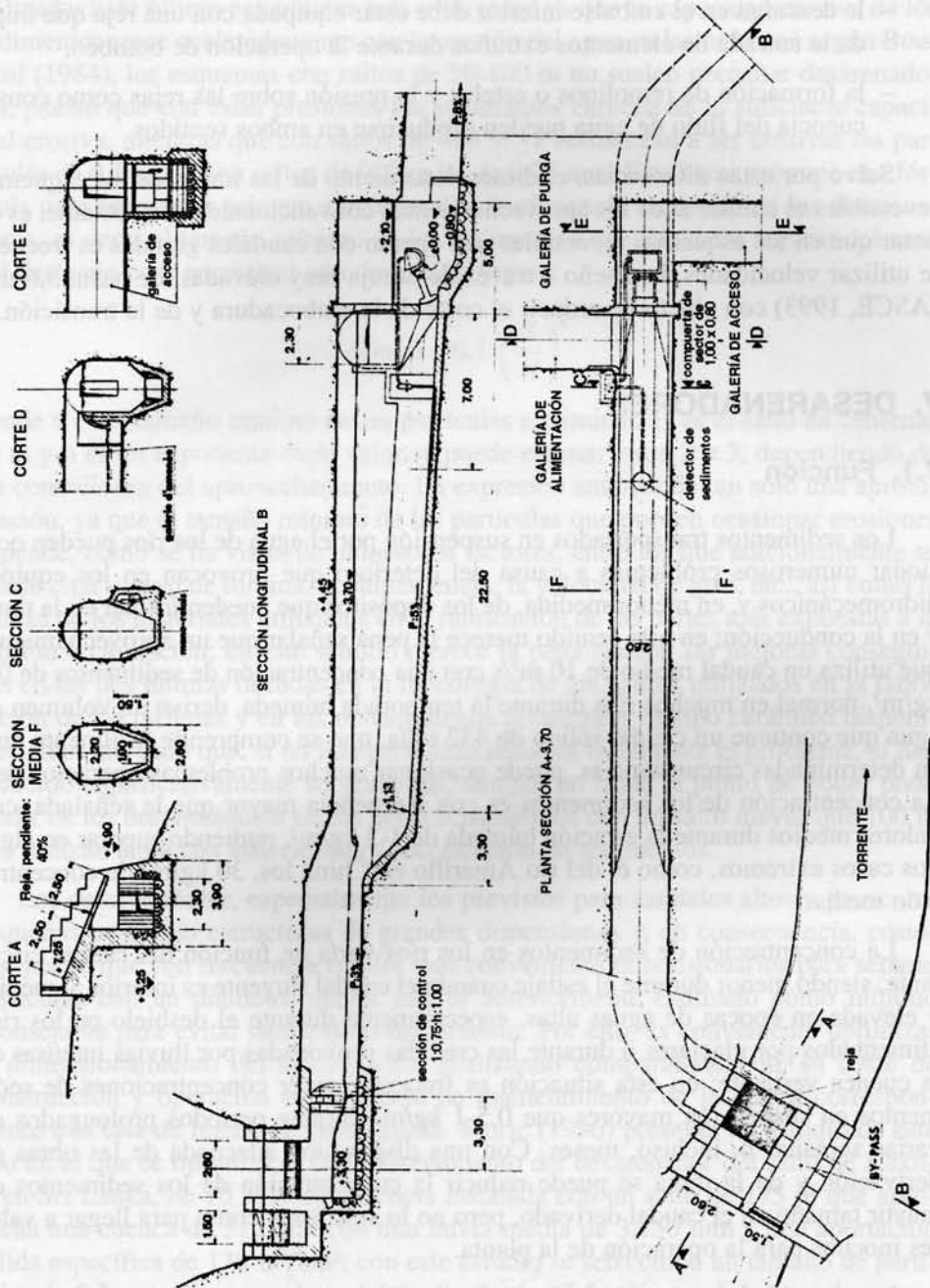


Fig. 5.22

Decantador para un caudal de $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Ponsard, la Houille Blanche,

- la descarga en el embalse inferior debe estar equipada con una reja que impida la entrada de elementos extraños durante la operación de bombeo,
- la formación de remolinos o estelas y la presión sobre las rejillas como consecuencia del flujo de agua pueden producirse en ambos sentidos.

Salvo por estas diferencias, el dimensionamiento de las tomas de los esquemas reversibles es similar al de los aprovechamientos convencionales. No obstante, es de notar que en los esquemas reversibles que operan con caudales grandes es frecuente utilizar velocidades de diseño a través de la reja muy elevadas, de hasta 3,0 m/s (ASCE, 1993) con objeto de reducir el coste de la embocadura y de la transición.

7. DESARENADORES

7.1. Función

Los sedimentos transportados en suspensión por el agua de los ríos pueden ocasionar numerosos problemas a causa del deterioro que provocan en los equipos hidromecánicos y, en menor medida, de los depósitos que pueden formar en la toma y en la conducción; en este sentido merece la pena señalar que un aprovechamiento que utiliza un caudal medio de 10 m³/s con una concentración de sedimentos de 0,5 kg/m³, normal en muchos ríos durante la temporada húmeda, deriva un volumen de agua que contiene un caudal sólido de 432 t/día, que se comprende fácilmente que, en determinadas circunstancias, puede ocasionar muchos problemas operacionales. La concentración de los sedimentos es con frecuencia mayor que la señalada, con valores medios durante la estación húmeda de 1-2 kg/m³, pudiendo superar en algunos casos extremos, como el del río Amarillo en China los, 30 kg/m³ de concentración media.

La concentración de sedimentos en los ríos varía en función del caudal circulante, siendo menor durante el estiaje cuando el caudal fluyente es inferior al medio, y elevada en épocas de aguas altas, especialmente durante el deshielo en los ríos alimentados por glaciares o durante las crecidas provocadas por lluvias intensas en la cuenca vertiente; en esta situación es frecuente tener concentraciones de sedimentos en suspensión mayores que 0,5-1 kg/m³ durante períodos prolongados de varias semanas o, incluso, meses. Con una disposición adecuada de las obras de derivación y de la toma se puede reducir la concentración de los sedimentos de mayor tamaño en el caudal derivado, pero no lo suficiente como para llegar a valores inocuos para la operación de la planta.

La capacidad erosiva de los sedimentos depende de su concentración, de su naturaleza (los sedimentos duros como el cuarzo son los más destructivos), de su granulometría (la capacidad erosiva crece con el tamaño) y de la magnitud del salto

utilizado. Éste último es el factor más influyente ya que la capacidad erosiva de los sedimentos crece aceleradamente con la presión del agua en las turbinas; según Bouvard (1984), los esquemas con saltos de 50-100 m no suelen necesitar desarenadores, puesto que con estas presiones los sedimentos carecen de la suficiente capacidad erosiva, mientras que con saltos de 400 m ya comienzan a ser erosivas las partículas de 0,1 mm y con saltos de 900 m las de 0,05 mm. Este autor propone una fórmula para estimar en primera aproximación la eficiencia requerida en los desarenadores, es decir el tamaño mínimo de los sedimentos que conviene separar del caudal derivado para garantizar una operación segura:

$$d(mm) = 0,1 \cdot \left(\frac{5}{H} \right)^n$$

donde d es el tamaño mínimo de las partículas a eliminar, H es el salto en centenas de m y n es un exponente cuyo valor se puede estimar entre 2 y 3, dependiendo de las condiciones del aprovechamiento. La expresión anterior da tan solo una aproximación, ya que el tamaño mínimo de las partículas que pueden ocasionar erosiones depende, como se ha visto, de numerosos factores, entre los que adicionalmente se puede citar el tipo de turbina, la sumergencia, la velocidad de giro, etc., así como la dureza de los materiales utilizados en la fabricación de las partes más expuestas a la erosión o cavitación; en este sentido merece la pena resaltar las mejoras conseguidas en las dos últimas décadas en la metalurgia de los aceros utilizados en la fabricación de las turbinas y en los revestimientos protectores de tipo cerámico disponibles en el mercado que, si no han permitido resolver totalmente el problema, sí han reducido significativamente su gravedad, aunque no hasta el punto de poder prescindir de los desarenadores en los aprovechamientos con un salto mayor que 100 m que utilizan agua con una elevada concentración de sedimentos.

Los desarenadores, especialmente los previstos para caudales altos y partículas pequeñas, son unas estructuras de grandes dimensiones y, en consecuencia, costosas, por lo que con frecuencia resulta más conveniente dimensionarlos para separar partículas con un diámetro mayor que el anteriormente estimado como mínimo aconsejable para evitar daños de consideración. Por ello, es conveniente optimizar el dimensionamiento del desarenador, analizando comparativamente su coste de construcción y operación con el coste de mantenimiento de la planta correspondiente a la tasa de retención considerada. Moric (1996) presenta un estudio de este tipo en el que se optimiza el dimensionamiento del desarenador del salto de Kukul en Sri Lanka, de 70 MW de potencia instalada con un salto de 175 m que aprovecha una cuenca de 312 km² con una lluvia media de 3.750 mm y una aportación sólida específica de 130 m³/km²; con este estudio se seleccionó un tamaño de partículas de 0,3 mm que, para el caudal de diseño de 47,5 m³/s, condujo a un desarenador doble de 15 m de anchura y 90 m de longitud (figura 5.23). Este tipo de análisis es especialmente importante en los aprovechamientos con saltos mayores que

300 m puesto que, como se verá más adelante, es muy costoso separar las partículas menores que 0,2 mm y prácticamente imposible separar las menores que 0,1 mm (éstas últimas corresponderían, según la expresión anteriormente propuesta para estimar el tamaño mínimo de las partículas que conviene separar, a saltos de 500 m).

Según se ha mencionado, los desarenadores para caudales altos son obras de grandes dimensiones. Uno de los mayores del mundo es el del salto de Nathpa Jhakri con un caudal equipado de $405 \text{ m}^3/\text{s}$, un salto de 425 m y una potencia instalada de 1.500 MW en 6 turbinas Francis (figura 5.24); el desarenador de este proyecto, diseñado para retener las partículas de tamaño menor que 0,2 mm, consta de cuatro

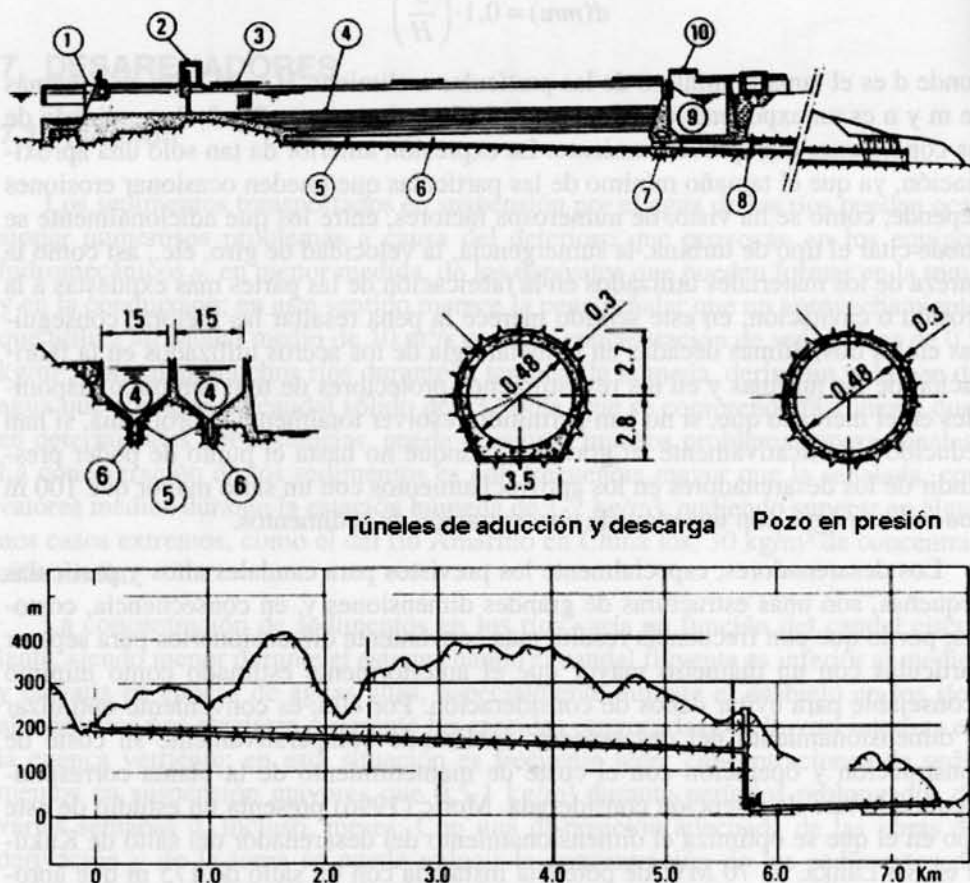


Fig. 5.23

Desarenador de la central de Kukule. 1, reja de toma con máquina limpiarrejas, 2 compuerta deslizante de toma, 3 rejas de tranquilización del flujo, 4 desarenador, 5 dispositivo de limpieza, 6 canal de purga, 7 compuerta del canal de purga, 8 galería de purga, 9 cámara de carga y 10 centro de control. Fuente: Moric, 1996.

galerías de 525 m de longitud, 16,31 m de anchura y 27,5 m de altura (Singh, 1998). En otras ocasiones se adoptan soluciones poco convencionales como el desarenador del proyecto Chibro sobre el río Yamuna situado en el interior del embalse (Jada Um, 1977 y Gupta, 1987); estos dos proyectos situados en la India son notables por varios aspectos de su diseño además de por el tamaño, situación y disposición en carga de sus desarenadores, como son las dimensiones del túnel de presión del primero (27,4 km de longitud y 10,15 m de diámetro con una chimenea de equilibrio de 301 m de profundidad y 21,6 m de diámetro) y el encadenamiento de los saltos en serie del segundo (figuras 5.24 y 5.25).

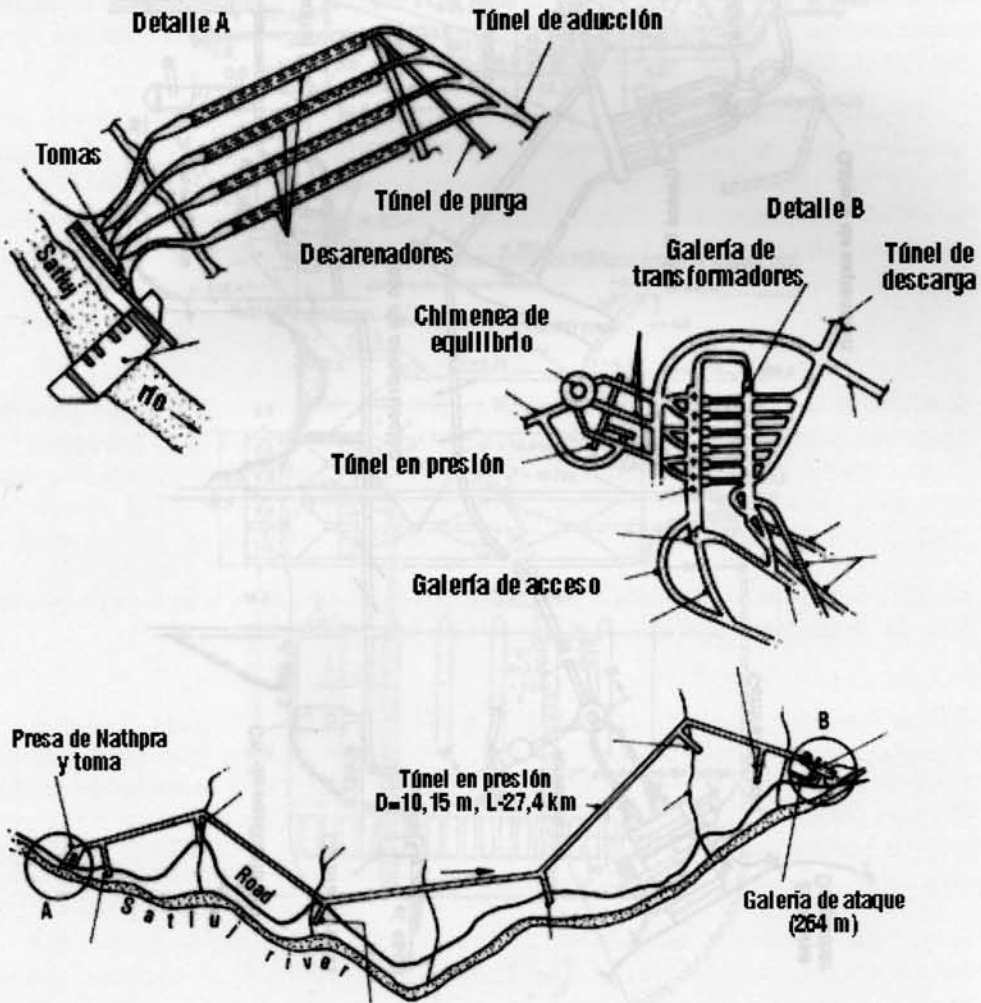


Fig. 5.24

Proyecto Nathpa Jhaki. Fuente: Singh, 1998

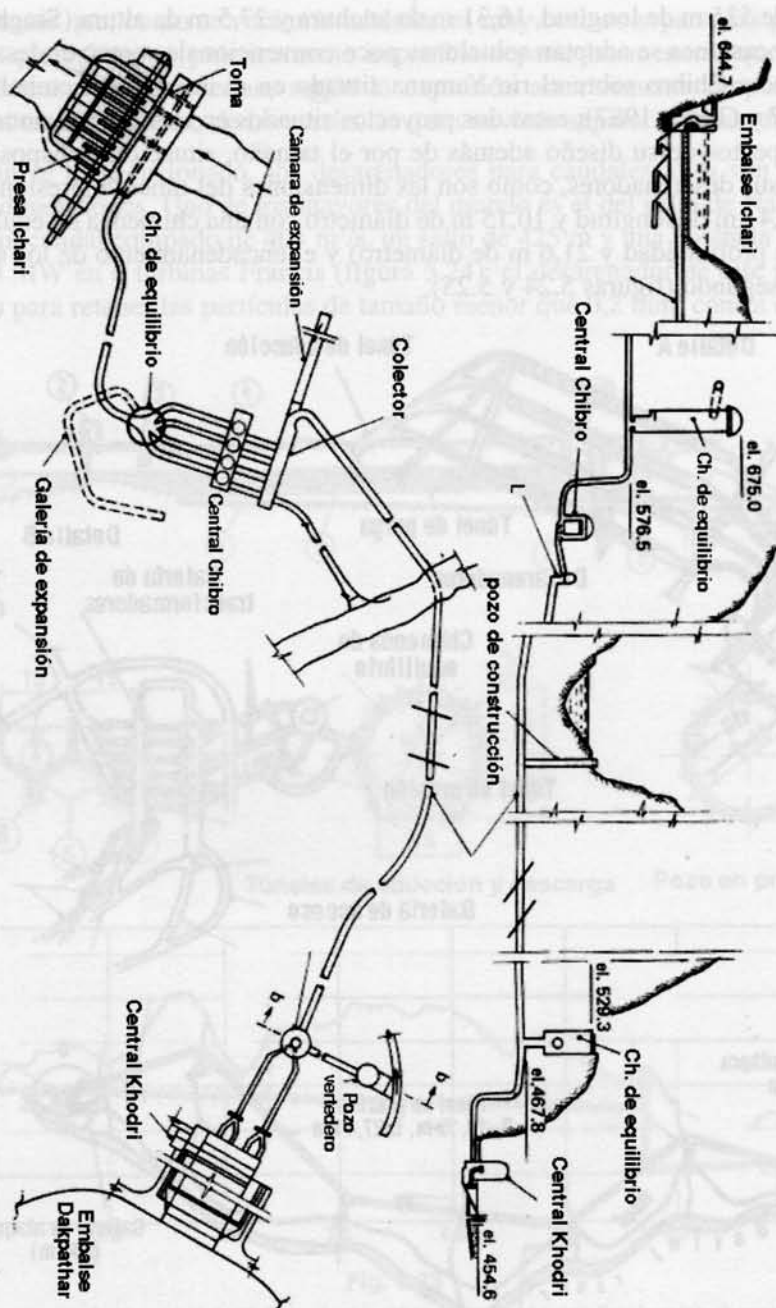


Fig. 5.25

Desarenador del proyecto Chibro en La India, Jadaun, 1977 y Gupta, 1987)

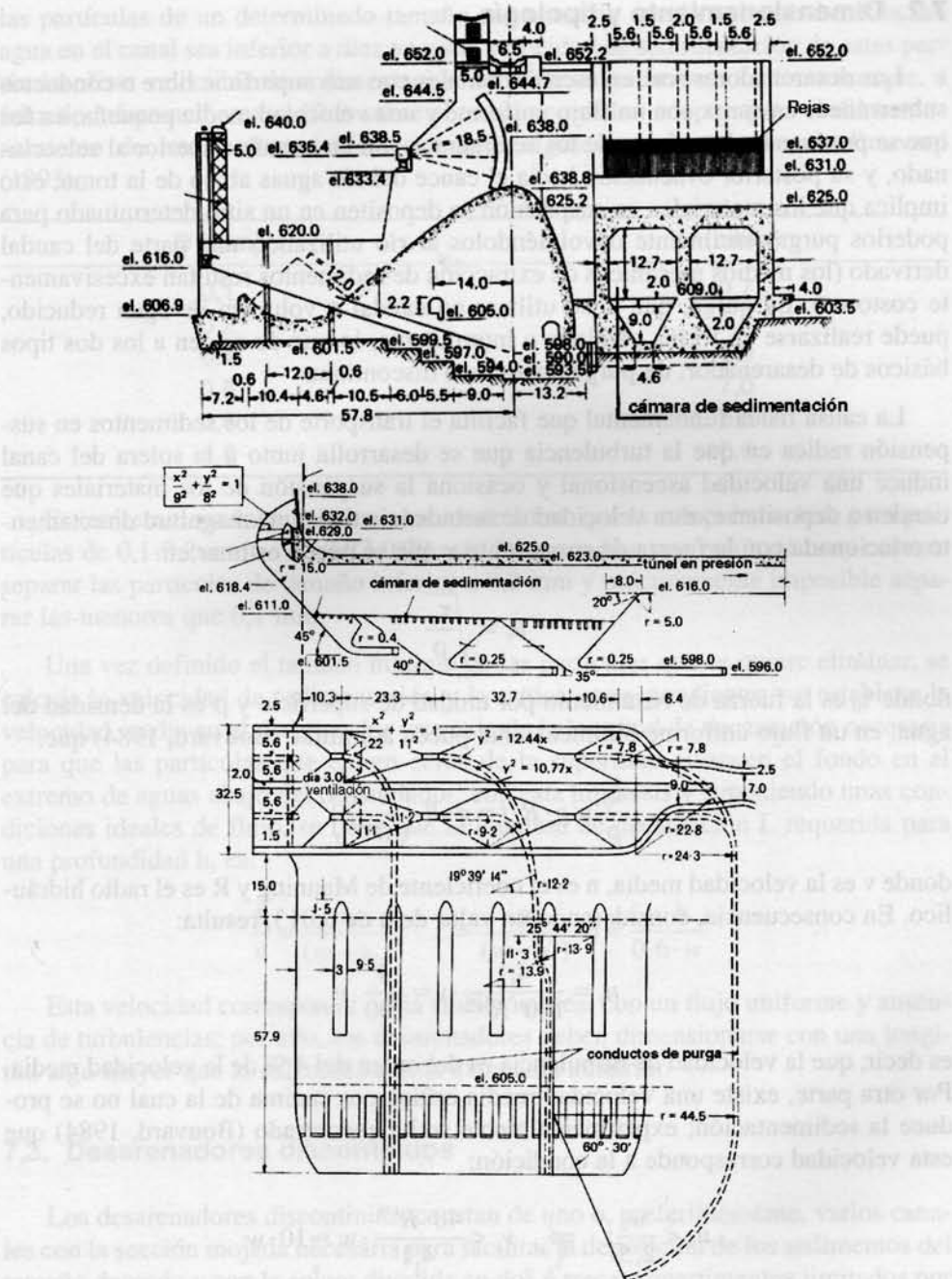


Fig. 5.25

Desarenador del proyecto Chibro en La India, Jadaun, 1977 y Gupta, 1987)

7.2. Dimensionamiento y tipología

Los desarenadores son, en esencia, canales con una superficie libre o conductos subterráneos en carga con un flujo uniforme y una velocidad media pequeña, en los que se produce la deposición de los sedimentos con un tamaño superior al seleccionado, y su posterior evacuación hacia el cauce del río aguas abajo de la toma; esto implica que los materiales en suspensión se depositen en un sitio determinado para poderlos purgar fácilmente devolviéndolos al río utilizando una parte del caudal derivado (los medios mecánicos de extracción de sedimentos resultan excesivamente costosos). La purga, que debe utilizar un caudal o volumen de agua reducido, puede realizarse en forma continua o intermitente, lo que da origen a los dos tipos básicos de desarenador: de purga continua o discontinua.

La causa física fundamental que facilita el transporte de los sedimentos en suspensión radica en que la turbulencia que se desarrolla junto a la solera del canal induce una velocidad ascensional y ocasiona la suspensión de los materiales que tienden a depositarse; esta velocidad de turbulencia tiene una magnitud directamente relacionada con la fuerza de rozamiento y que se puede estimar en:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

donde τ_0 es la fuerza de rozamiento por unidad de superficie y ρ es la densidad del agua; en un flujo uniforme bidimensional puede admitirse (Bouvard, 1984) que:

$$\frac{\tau_0}{\rho} = g \cdot R \cdot i = g \cdot R \cdot \left(\frac{n \cdot v}{R^{2/3}} \right)^2$$

donde v es la velocidad media, n es el coeficiente de Manning y R es el radio hidráulico. En consecuencia, considerando un valor de n de 0,013, resulta:

$$u_* = \frac{4,1}{100 \cdot R^{1/6}} \cdot v \approx \frac{4}{100} \cdot v$$

es decir, que la velocidad de turbulencia es del orden del 4 % de la velocidad media. Por otra parte, existe una velocidad media crítica por encima de la cual no se produce la sedimentación; experimentalmente se ha encontrado (Bouvard, 1984) que esta velocidad corresponde a la condición:

$$u_* < \frac{w}{2,5}; \Rightarrow v_c < \frac{40 \cdot R^{1/6}}{4,1} \cdot w \approx 10 \cdot w$$

donde w es la velocidad de descenso de las partículas del tamaño seleccionado y v_c es la velocidad crítica. En consecuencia, para que se produzca la sedimentación de

las partículas de un determinado tamaño es necesario que la velocidad media del agua en el canal sea inferior a diez veces la velocidad de sedimentación de estas partículas. Esta velocidad de sedimentación depende de numerosos factores aunque, a falta de información específica sobre el tema, se pueden adoptar para el dimensionamiento de los desarenadores los valores siguientes, propuestos por Bouvard (1993):

D (mm)	w (cm/s)
0,1	0,7
0,2	2,0
0,4	5,0
0,6	7,0
0,8	8,5
1,0	10,0

Es interesante señalar, tal como hace este autor, que la velocidad crítica para partículas de 0,1-0,2 mm es de 0,07-0,20 m/s, lo que indica que resultará muy costoso separar las partículas de tamaño inferior a 0,2 mm y prácticamente imposible separar las menores que 0,1 mm.

Una vez definido el tamaño mínimo de las partículas que se quiere eliminar, se calcula la velocidad de sedimentación y la crítica correspondientes, se establece la velocidad media en el desarenador y se calcula la longitud de decantación necesaria para que las partículas que entren cerca de la superficie alcancen el fondo en el extremo de aguas abajo del desarenador; con esta hipótesis y suponiendo unas condiciones ideales de flujo, se tiene que la longitud de decantación L requerida para una profundidad h , es:

$$\frac{L}{v} = \frac{h}{(w - u_s)}; \quad L = \frac{v}{(w - u_s)} \cdot h = \frac{v \cdot h}{0,6 \cdot w}$$

Esta velocidad corresponde a una situación ideal con un flujo uniforme y ausencia de turbulencias; por ello, los desarenadores deben dimensionarse con una longitud algo mayor que la calculada con la expresión anterior.

7.3. Desarenadores discontinuos

Los desarenadores discontinuos constan de uno o, preferiblemente, varios canales con la sección mojada necesaria para facilitar la deposición de los sedimentos del tamaño deseado y con la solera dividida en dos ó tres compartimentos limitados por planos inclinados hacia un orificio central; el desagüe a través de estos orificios se controla con compuertas cuya apertura provoca la creación de velocidades relativa-

mente altas en los cuencos de recepción, que evacúan los sedimentos depositados hacia aguas abajo de la presa. La purga de cada canal de estos desarenadores se efectúa cuando se colmata el espacio previsto para recibir los sedimentos, para lo que se abren total o parcialmente las compuertas de control de los desagües de purga, hasta conseguir la evacuación total de los sedimentos en él depositados.

Este tipo de desarenador tiene los inconvenientes de su intermitencia y coste de operación, y la dificultad de que la velocidad de entrada debe ser lo suficientemente alta como para permitir el ingreso de los materiales gruesos no retenidos en la trampa de rocas de la bocatoma y lo suficientemente baja como para hacer posible la decantación de las partículas más pequeñas que se desea eliminar; por ello, los desarenadores discontinuos solo se suelen utilizar para eliminar partículas relativamente grandes.

Un caso especial de desarenador discontinuo puede ser el del propio embalse, cuando se utiliza como desarenador intermitente para retener los arrastres y los sedimentos en suspensión, los cuales se eliminan periódicamente vaciándolo a través de los desagües de fondo. Esta disposición es muy conveniente en los aprovechamientos que utilizan una pequeña capacidad de embalse para regular diaria o semanalmente el caudal turbinado y que disponen de una capacidad de retención amplia no utilizada para la regulación, puesto que en este caso se evita la pérdida de salto que conlleva el establecimiento de desarenadores en canal o el elevado coste de los desarenadores en presión y, por otra parte, se facilita la operación al permitir la comunicación directa en presión del embalse y de las turbinas. En este sentido cabe destacar la presa de Les Echelles d'Hannibal sobre el río Isère, en Francia, donde se utiliza con éxito el embalse como desarenador a pesar de la elevada carga de sedimentos que transporta el río y de que se trata de un salto de 153 m que, en otras circunstancias, requeriría un desarenador de grandes proporciones capaz de eliminar las partículas de más de 0,3-0,4 mm. Otro ejemplo notable es el del proyecto Agoyán en Ecuador, donde se aprovecha el espacio existente entre la ataguía de construcción y la presa como desarenador intermitente para retener los sedimentos que puedan perjudicar a las dos turbinas Francis de 78 MW de capacidad y 149 m de salto (figura 5.26).

Este sistema es muy atractivo, pero presenta dificultades que con frecuencia lo hacen inviable, tales como:

- requiere una presa con unos desagües de fondo de gran capacidad, así como la interrupción de la operación de la central para regenerar la capacidad de embalse ocupada por los sedimentos depositados,
- el desagüe de caudales altos cargados de sedimentos puede crear problemas para la seguridad de las personas o resultar inaceptable desde el punto de vista ecológico o para la operación de otros aprovechamientos situados aguas abajo,

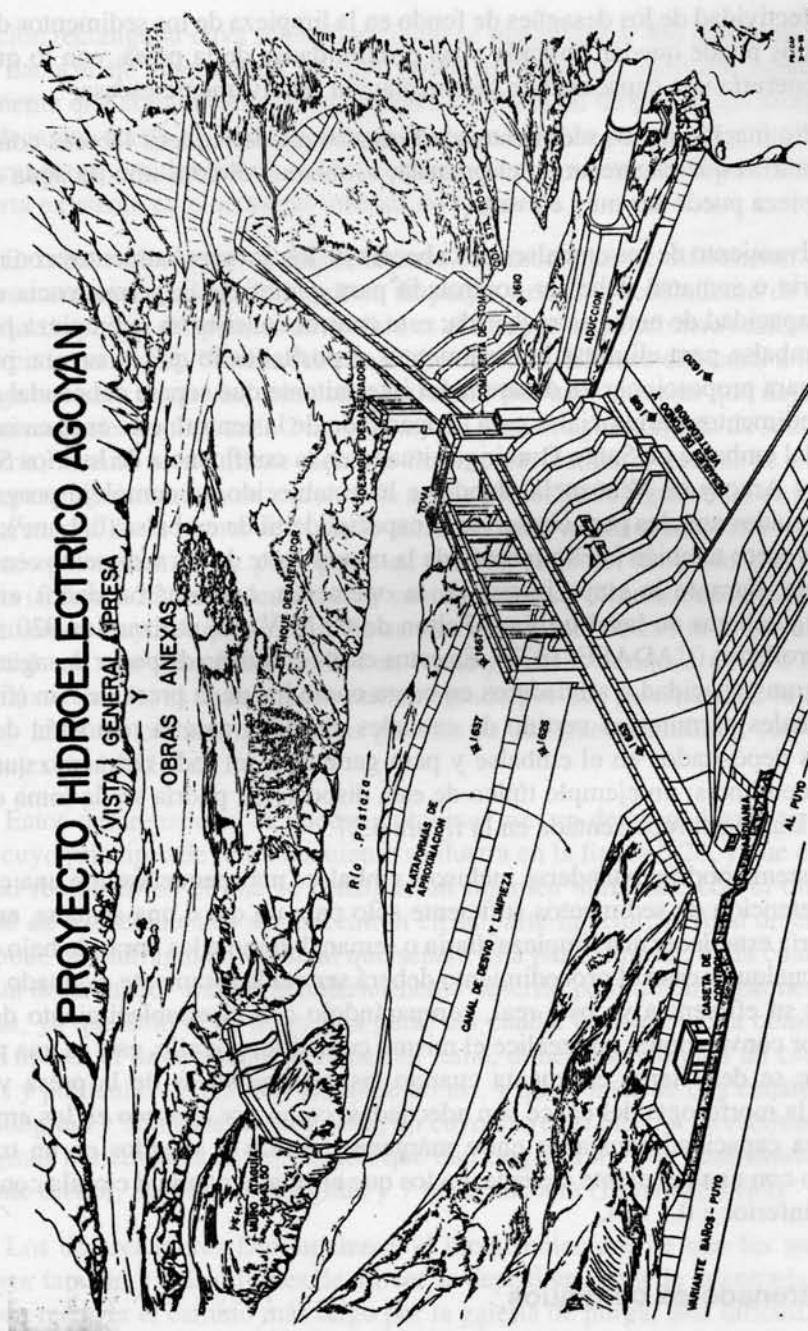


Fig. 5.26

Esquema del embalse y presa del Proyecto Hidroeléctrico Agoyán. Fuente: INECEL.

- la efectividad de los desagües de fondo en la limpieza de los sedimentos depositados puede quedar limitada a las proximidades de la presa, con lo que se regeneraría una capacidad de sedimentación relativamente escasa,
- la eliminación de los sedimentos depositados puede requerir labores complementarias que encarecerían el proceso; asimismo, el consumo de agua en la limpieza puede ser muy elevado.

El azolvamiento de los embalses de cabecera de los aprovechamientos con regulación diaria o semanal debe ser controlado para garantizar la permanencia de la pequeña capacidad de embalse requerida; este control consiste en la limpieza periódica del embalse para eliminar los sedimentos depositados lo que, a su vez, puede utilizarse para proporcionar un desarenador intermitente que separe del caudal derivado los sedimentos perjudiciales para la operación de la central; este es el caso, por ejemplo, del embalse de Santo Domingo situado en la confluencia de los ríos Santo Domingo y Aracay en Venezuela, donde se ha establecido un complejo programa con dos vaciados anuales para conservar la capacidad útil de embalse ($0,4 \text{ hm}^3$); este proceso favorece también la eliminación de la mayor parte de los sedimentos en suspensión que, durante la etapa inicial de la operación, ocasionaron daños en los inyectores y toberas de las 4 turbinas Pelton de 60 MW que utilizan los 920 m de salto desarrollados (CADAPE, 1977). En estos casos conviene disponer desagües de fondo de gran capacidad o aliviaderos en carga como los de la presa de Ain (figura 5.1), los cuales permiten el vertido de caudales elevados para la remoción de los sedimentos depositados en el embalse y para garantizar en todo momento que las tomas queden libres; un ejemplo típico de esta disposición podría ser la toma de la central de Dul Hasti representada en la figura 5.27.

Este sistema podría extenderse incluso a embalses más pequeños con una capacidad de retención de sedimentos suficiente sólo para un día o una semana, en los que se podría establecer una limpieza diaria o semanal durante las horas de bajo consumo. En cualquier caso el procedimiento deberá ser cuidadosamente evaluado para comprobar su eficiencia y coste real, comparándolo con el establecimiento de un desarenador convencional que realice el mismo cometido; por ello, esta es una posibilidad que se debe tener en cuenta cuando las características de la presa y del embalse y la morfología del cauce son adecuadas, como por ejemplo en los embalses de poca capacidad encajados entre márgenes rocosas y situados en un tramo recto de río con una pendiente elevada, en los que el caudal nominal circula con una velocidad inferior a $0,1 \text{ m/s}$.

7.4. Desarenadores continuos

Los desarenadores continuos operan con un principio de funcionamiento diferente. En general, estos desarenadores están constituidos por uno o varios canales de

sección rectangular cuya solera horizontal se sustituye por dos planos inclinados 35-40° hacia el eje longitudinal, en cuyo fondo se establecen aberturas espaciadas regularmente que comunican con una galería longitudinal de purga; los sedimentos que se decantan hacia el fondo penetran en la galería de purga, desplazándose por la misma transportados por un caudal continuo de purga controlado mediante una compuerta existente en el extremo inferior de la galería.

Existen varios tipos de desarenadores continuos que se diferencian en la forma de comunicar el canal con la galería de purga y en el procedimiento de controlar el caudal de purga; el tipo más extendido es el Dufour, cuya primera realización se instaló en la central de Florida Alta en Chile en 1924. El paso del canal a la galería de purga en estos desarenadores está controlado por unas dovelas que dejan aberturas relativamente amplias cada 2 m, por las que pasa el agua cargada de sedimentos a la galería, la cual se mantiene siempre llena, controlando el caudal de purga con la compuerta existente en su extremo de aguas abajo. En la figura 5.23 se representa el desarenador de la planta de Kukule anteriormente mencionado; otra realización de interés por su tamaño y por operar en presión es el del proyecto Dul Hasti en La India (figura 5.27); este desarenador subterráneo está dimensionado para separar los sedimentos mayores que 0,3 mm de un caudal nominal de 213 m³/s que alimenta una central con una salto bruto de 234 m y una potencia instalada de 390 MW en tres turbinas Francis; el desarenador está integrado por dos galerías de 240 m de longitud y 15 m de anchura con sendas galerías de desagüe controladas con compuertas radiales de 1,8x1,2 m.

Estos desarenadores se pueden combinar con un desarenador de tipo Montaigné, cuyo principio de funcionamiento se ilustra en la figura 5.28, y que consta de un canal rectilíneo en el que se consigue un régimen uniforme, con el que la mayor parte de los sedimentos se concentran en su parte inferior; al final de este canal se dispone un diafragma horizontal que separa esta parte inferior, en la cual se establece un desarenador similar al anteriormente descrito pero de dimensiones más reducidas, ya que solo debe tratar una parte del caudal derivado. Una combinación de este tipo es el desarenador de Funes en Italia, dimensionado para un caudal de 100 m³/s y partículas de 0,5 mm (salto de 60 m), y que consta de dos canales de 145 m de longitud y 50 m² de sección total, en cuyo extremo inferior se establecen los diafragmas horizontales de separación que dan origen a los dos desarenadores propiamente dichos, de 52 m de longitud y 7 m de anchura (Bouvard, 1993).

Los desarenadores Dufour tienen el inconveniente de que los materiales de mayor tamaño y más difíciles de mover se depositan cerca de la entrada, por lo que deben recorrer el camino más largo por la galería de purga; esta dificultad se puede resolver disponiendo la galería de limpieza en contracorriente o dividiendo el canal de purga en dos tramos, el primero más corto para los sedimentos gruesos, y el segundo para los sedimentos más finos.

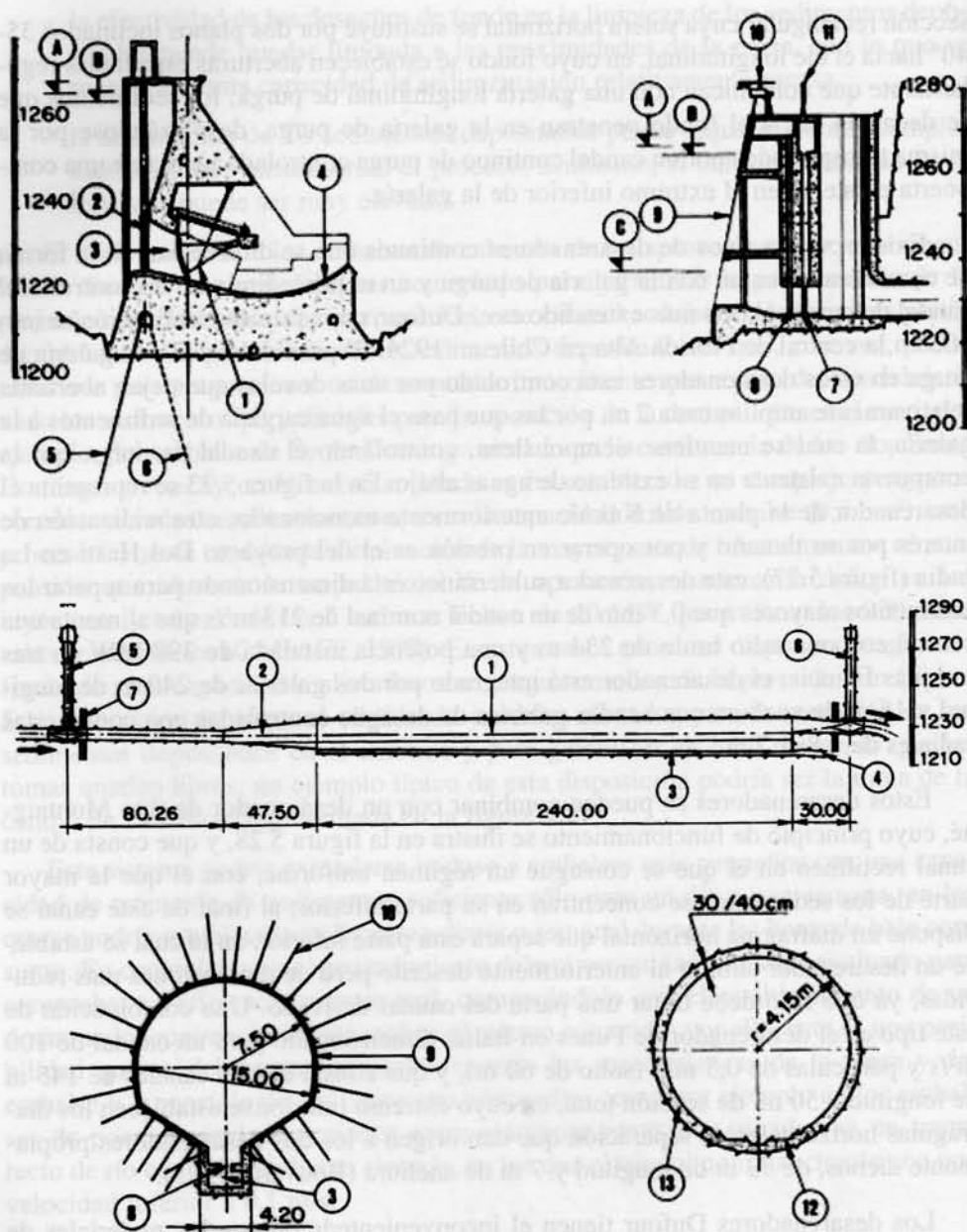


Fig. 5.27

Toma y desarenador en carga de la central de Dul Hasti. Presa, toma y túnel: A, B y C niveles de embalse máximo, normal y mínimo, 1 compuerta de 9,0x9,5 m, 2 ataguía de 9,0x13,0 m, 4 revestimiento del tramplín de lanzamiento, 5 y 6 pantallas de inyección y drenaje, 7 y 8 compuerta y ataguía de la toma de 5,5x7,0 m, 9 y 10 reja y limpiarreas, 11 servomotores. Fuente: TRAVAUX, 1991.

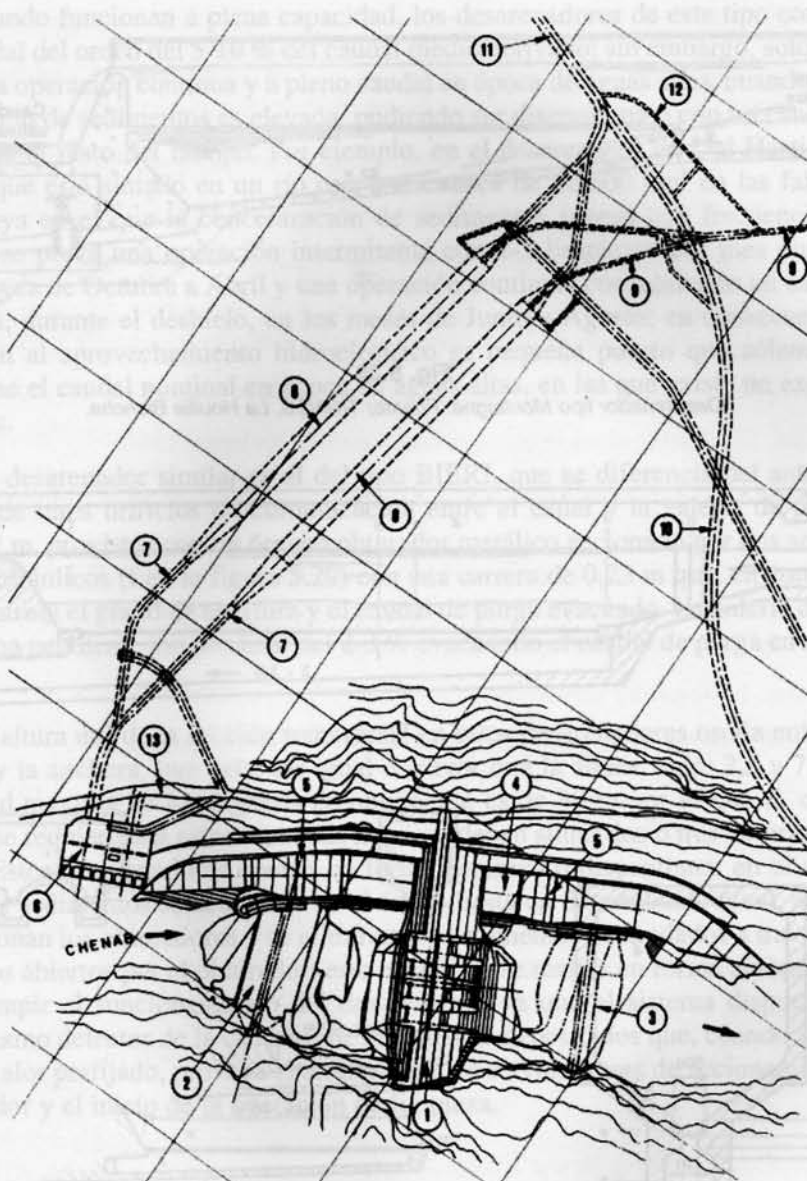


Fig. 5.27

Toma y desarenador en carga de la central de Dul Hasti. Planta 1 presa, 2 y 3 ataguías provisionales, 4 y 5 canal de desvío y ataguía de cierre, 6 obra de toma, 7 túneles de toma, 8 desarenadores, 9 galerías de descarga de los sedimentos, 10 galería de ataque, 11 túnel de aducción, 12 galería de drenaje, 13 carretera. Desarenadores: 1 desarenador, 2 difusor, 3 canal de purga, 4 galería de purga, 5 y 6 pozos de compuertas, 7 inyecciones, 8 orificio para la captación de los sedimentos, 9 hormigón proyectado y 10 anclajes. Fuente: TRAVAUX, 1991.

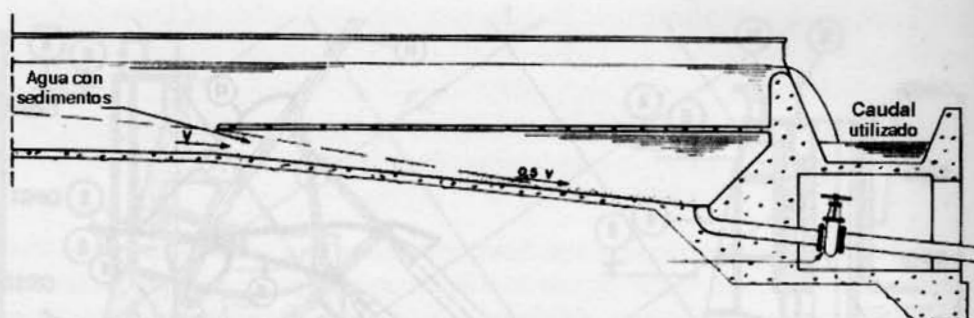


Fig. 5.28

Desarenador tipo Montaigné. Fuente: TIGNES, La Houille Blanche.

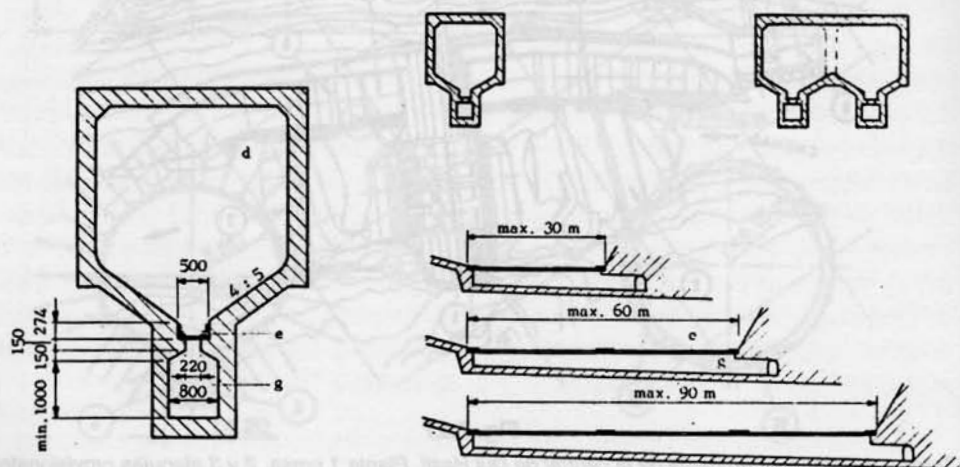
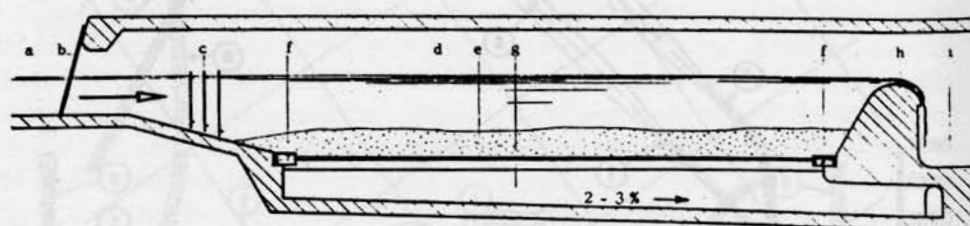


Fig. 5.29

Desarenador tipo Bieri. a toma de agua, b reja de entrada, c rejas tranquilizadoras del flujo, d desarenador, e cuenco receptor, f servomotores de accionamiento, g canal de purga, h vertedero, i canal de captación de agua limpia. Fuente: BIERI.

Cuando funcionan a plena capacidad, los desarenadores de este tipo consumen un caudal del orden del 5-10 % del caudal medio derivado; sin embargo, solo se precisa una operación continua y a pleno caudal en época de aguas altas, cuando la concentración de sedimentos es elevada, pudiendo ser discontinua o con un caudal más reducido el resto del tiempo. Por ejemplo, en el desarenador de Dul Hasti (figura 5.27), que está situado en un río con una cuenca de 10.500 km² en las faldas del Himalaya en el que la concentración de sedimentos supera con frecuencia los 2 kg/m³, se prevé una operación intermitente con 2-3 limpiezas por mes durante la época seca de Octubre a Abril y una operación continua, consumiendo un caudal de 32 m³/s, durante el deshielo, en los meses de Junio a Agosto; en consecuencia, la afección al aprovechamiento hidroeléctrico es pequeña puesto que sólo se consume el caudal nominal en época de aguas altas, en las que existe un excedente de agua.

Un desarenador similar es el del tipo BIERI, que se diferencia del anterior en que tiene unos orificios de comunicación entre el canal y la galería de purga de 0,2x0,2 m, provistos con un órgano obturador metálico accionado por dos servomotores hidráulicos (f en la figura 5.29) con una carrera de 0,23 m que, en consecuencia, controla el grado de abertura y el caudal de purga evacuado. La galería de purga tiene una pendiente longitudinal del 2-3 % evacuando el caudal de purga en régimen libre.

La altura útil de la sección transversal en estos desarenadores oscila entre 2,5 y 5,0 m y la anchura, que debe ser igual o mayor que la altura, entre 2,5 y 7,0 m; la longitud máxima de los órganos de obturación es de 30 m por lo que si, como es usual, se requiere una estructura más larga, se deben situar dos ó tres obturadores en serie. Estos desarenadores operan en forma continua o discontinua; en el segundo caso los sedimentos se acumulan en el fondo hasta un determinado nivel, en el que se accionan los obturadores y se eliminan los sedimentos acumulados a través de las orificios abiertos por el obturador; esta operación se realiza en forma automática sin interrumpir el funcionamiento del desarenador, ya que el sistema dispone de un mecanismo detector de la cantidad de sedimentos depositados que, cuando se alcanza un valor prefijado, provoca el arranque de los servomotores de accionamiento del obturador y el inicio de la operación de limpieza.

BIBLIOGRAFÍA

- ASCE, Committee on Hydropower Intakes, Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants, 1995.
- ASCE, Task Committee on Design and Performance of Reversible Flow Trashracks, Hydraulic Design of Reversible Flow Trashracks, 1993.

- Avery, P., Sediment Control at Intakes, 1989.
- Berg, A., Supersaturation of dissolved air in the waterways of hydroelectric power plants. Review and examples, IC on Hydropower, Oslo, 1987.
- Bertrand, H. Le barrage de Golin hac sur le Lot, TRAVAUX, Mayo, 1961.
- BIERI, Dessableurs pour aménagements hydroélectriques à accumulation.
- Binqet, J., et al., Project Hydro-électrique de Dul Hasti (Inde), TRAVAUX, Junio, 1991.
- Bolinaga, J. J., Proyectos de Ingeniería Hidráulica, U. A. Bello, 1983, 1999.
- Bouvard, M., Barrages mobiles et ouvrages de dérivation, 1984.
- Bouvard, M., Barrages mobiles et prises d'eau en rivières, 1960.
- Bureau of Reclamation, A procedure to determine sediment deposition in a settling basin, 1971.
- CADAFE, Experiencia en la operación y mantenimiento del complejo hidroeléctrico «General José Antonio Páez», 1^{er} Seminario Interamericano de Hidroelectricidad, Mérida, Venezuela, Agosto, 1977.
- Contesini, F., Impianti Idroelettrici, 1956.
- DIN 19704, Estructuras Hidráulicas de Acero, Criterios de Diseño.
- Dorratcague, D. E., et al., Fish screens for hydropower developments, WP'85.
- Dufour, H., Le dessableur de l'usine de Lavey.- Résultats d'exploitation de 1950 à 1953, Bulletin Technique de la Suisse Romande, 15 de Mayo, 1954
- Dufour, H., Prise d'eau avec dégraveur et dessableur pour un débit de 100 m³/s, Bulletin technique de la Suisse Romande, 2 de Octubre, 1943
- Electricité de France, L'aménagement de La Coche, 1975.
- ENHER, Saltos de Bohí, Caldas y Montañana.
- Erbiste, P. C., Estimating Gate Weights, WP&DC, Mayo, 1964.
- First Hydro, Dinorwig Power Station.
- Gerber, C. A., Trashrack cleaning-a job requiring utmost care, WP'89, 1989.
- Garg, S. P., et al., Sediment exclusion at Yamuna intake, WP, Junio 1971.
- Gignoux, C., The Arc development: an Alpine valley scheme, WP, Noviembre y Diciembre de 1972.
- Gordon, J. L., Vortices at Intakes, WP, Abril 1970.

- Grishin, M. M., Editor, Hydraulic Structures, 1982.
- Gupta, J. C., Sharma, H. R., Unique Design and Operation Features of Chibro Underground Power House, IC on Hydropower, Oslo, 1987.
- IBERDROLA, Aprovechamientos de Saucelle-Huebra y Soutelo.
- INECEL, Proyecto Agoyán.
- Jadaun, Y. S., Chibro hydro development in India, WP&DC, Septiembre, 1977.
- Krumdieck, A., Chamot, P., Sediment flushing at the Santo Domingo reservoir, WP&DC, Diciembre, 1979.
- Lambert, D. L., et al., The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations, HP&D, 1, 1994.
- Levin, L., Etude Hydraulique des Grilles de Prise d'Eau, 71, IAHR, Lisboa, Vol 1, 1967.
- Lewin, J., Hydraulic gates and valves in free surface flow and submerged outlets, 1995.
- Martín de la Sierra, J. F., Salto de Valparaíso-Río Tera (Provincia de Zamora), ROP, Abril, 1989.
- McKinley R. S., et al., Controlling fish movement with sonic devices, WP&DC, Mayo, 1988.
- Mimura, S., The Yagisawa Intake Equipment, WP, Abril 1968.
- Moric, F., Optimizing desanding facilities for hydro plants, H&D, 6, 1996.
- Mosonyi, E., Water Power Development, 1966.
- Niat, N., et al., Les ouvrages de retenue de l'aménagement hydro-électrique de Song-Loulou (Republique du Camerun), Travaux, Marzo 1982.
- Paul, T. C., Dhillon, G. S., Sluice dimensioning for desilting reservoirs, WP&DC, Mayo, 1988.
- Paravy, A., Tournery, J. F., Aménagement de l'Ain: Le barrage de Coiselet, TRAVAUX, 1973.
- Ponsard, A., et al., Expérience de l'EDF dans le domaine des prises d'eau de haute montagne a chasses automatiques, La Houille Blanche, 8, 1967.
- Renier, D., Le barrage de Buyo sur le Sassandra en Côte-d'Ivoire, Travaux, Octobre, 1979.
- Sell, L. E., Hydroelectric Power Plant Trashrack Design, ASCE, Journal of the Power Division, Enero, 1971.

- Simons, D. B., Senturk, F., Sediment Transport Technology, 1976
- Singh, R., et al., Challenges in excavating the headrace tunnel for Nathpa Jhakri, HP&D, 1, 1998.
- Stokkeber, O., Investigations, planning and construction of brook intakes, IC on Hydropower, Oslo, 1987.
- Syamalarao, B. C., A review of trashrack failures and related investigations, WP&DC, Enero, 1989.
- Varlet, H., Usines de Derivation, 1958.
- Xuemin, C., Reservoir sedimentation at Chinese hydro schemes, WP&DC, Octubre, 1992.
- Zowski, T., Trashrack and raking equipment, WP, Septiembre y Octubre, 1971.

1. INTRODUCCIÓN

Las conducciones hidráulicas pueden tener dos tipos de funcionamiento: con superficie libre y en presión; las propiedades de uno y otro régimen son radicalmente distintas, pero en cada uno de ellos pueden darse dos formas de movimiento:

- *Permanente o estacionario* en el que la velocidad es constante en cada sección, esto es, independiente del tiempo. Según sea la variación espacial de la velocidad en todas las secciones el régimen permanente puede clasificarse en *uniforme*, si la velocidad es constante a lo largo de toda la conducción, y *variado*, si la velocidad cambia de una sección a otra; esta última modalidad solo es aplicable a las conducciones abiertas, puesto que las conducciones en presión funcionan con la sección llena y su velocidad está fijada por el caudal y el área mojada; como ésta es constante, al menos en tramos relativamente largos, la velocidad solo puede variar de un tramo a otro, pero será uniforme en cada uno de ellos,
- *Variable o transitorio*, en el que la velocidad en cada sección varía con el tiempo.

Debe destacarse la distinción entre el movimiento variado, que es permanente, y el movimiento variable, que no lo es. El régimen permanente es el normal de operación, mientras que el variable es circunstancial, consecuencia de una maniobra de los órganos de control o de una avería. En el presente capítulo se trata exclusivamente del régimen en lámina libre; las conducciones en presión se tratan en el capítulo 7 y el régimen variable en estas conducciones se desarrollan en los capítulos 8 a 10.

2. RÉGIMEN PERMANENTE

2.1. Introducción

El régimen permanente en un canal en lámina libre se rige por el principio de la conservación de la energía formulado por la ecuación de Bernouilli:

$$H_0 = z + y + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g} + \Delta H$$

donde v es la velocidad media en la sección considerada, y el calado, z la elevación de la solera, H_0 la energía total en la sección inicial del tramo y ΔH la p.d.c. desde esta sección inicial con una energía H_0 a la sección en estudio (figura 6.1); α es un coeficiente, denominado coeficiente energético o de Coriolis, representativo del efecto sobre el valor de la energía cinética de la variación de la velocidad dentro de la sección, y que representa la relación entre la energía cinética media de la sección y la energía cinética calculada con la velocidad media; el valor de este coeficiente suele ser inferior a 1,1 (habitualmente se adopta $\alpha = 1$). La ecuación de Bernouilli se traduce en los siguientes principios y consecuencias:

- la recta horizontal H_0 es la *línea de energía estática*, que es la que alcanzaría el agua en el canal en situación de reposo,
- la línea $H = H_0 - \Delta H$ es la *línea de energía dinámica* que define la energía total en cada sección cuando el agua está en movimiento,

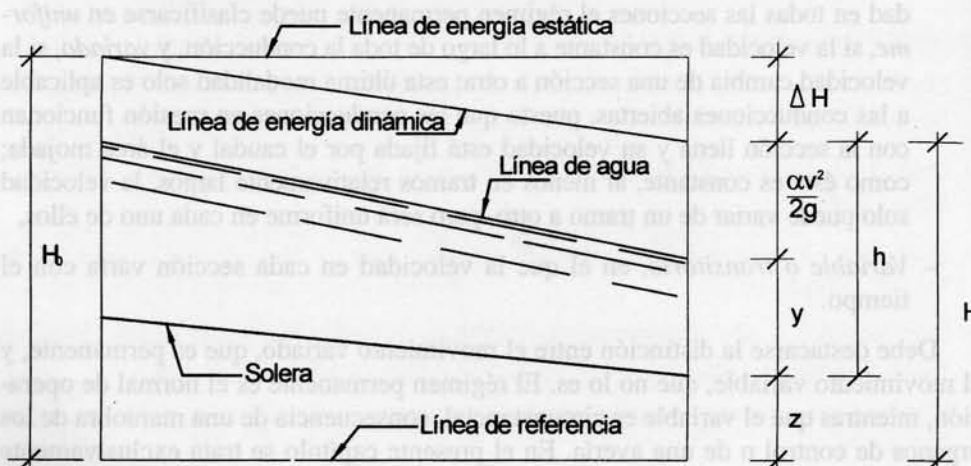


Fig. 6.1

- la *energía total* H en una sección tiene tres componentes: cinética ($\alpha \cdot v^2/2 \cdot g$), hidrostática o de presión (y) y de posición (z); las tres componentes pueden variar de una sección a otra pero, salvo por la p.d.c. ΔH , su suma no varía,
- la suma $h = y + \alpha \cdot v^2/2 \cdot g$ es la *energía específica* o energía por m^3 sobre la solera que, en el movimiento permanente, es fija para cada sección.

La velocidad y el calado en movimiento uniforme son constantes y, en consecuencia, la solera del canal, la línea de energía y la superficie libre del agua son paralelas con una pendiente igual a la p.d.c. correspondiente al caudal circulante. Por el contrario, la línea de energía y la superficie libre en el régimen variado no son paralelas, aunque la solera tenga una pendiente uniforme; en un caso general de régimen variado, como el existente en las rápidas o transiciones, la pendiente de la solera puede ser también variable.

Un canal hidroeléctrico puede tener una sección y pendiente constantes en toda su longitud; esto es deseable puesto que simplifica la construcción y el mantenimiento de la conducción; no obstante, las características del terreno usualmente obligan a dividir el trazado en varios tramos, cada uno de ellos con sección y pendiente uniforme, pero diferente de unos tramos a otros; entre cada dos tramos de características uniformes habrá una transición en la que se producirá forzosamente un régimen variado.

Los distintos tramos de los canales hidroeléctricos se diseñan para que, con excepción de las transiciones, funcionen en régimen permanente uniforme con el caudal máximo. Sin embargo, el canal opera con frecuencia con caudales inferiores al máximo de diseño que, en consecuencia, circulan en régimen uniforme con un calado inferior al nominal, lo que conlleva un menor nivel en la cámara de carga y la consiguiente pérdida de salto. Por ello, resulta de interés conservar para todos los caudales un nivel alto en la cámara de carga, lo que implica que, con caudales inferiores al máximo de diseño se produce un régimen variado (curva de remanso) en la parte final del canal, hasta alcanzar el calado de régimen correspondiente al caudal en operación.

2.2. Condiciones críticas

Llamando A a la sección mojada correspondiente al caudal Q e y al calado y suponiendo una distribución hidrostática de presiones y $\alpha = 1$, se deduce de la ecuación de la energía específica de la sección:

$$h = y + \frac{v^2}{2 \cdot g}; \quad v = \sqrt{2 \cdot g \cdot (h - y)}; \quad Q = v \cdot A = A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h - y)}$$

El caudal Q se anula para $y = 0$ (calado y área nulos) y para $y = h$ (energía cinética y velocidad nulas), por lo que tiene un valor máximo para un calado, denominado *calado crítico* y_c , que se obtiene anulando la derivada de Q con relación a y :

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = \frac{\partial A}{\partial y} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h - y)} - \frac{A \cdot 2 \cdot g}{\sqrt{2 \cdot g \cdot (h - y)}} = 0; \quad \frac{\partial A}{\partial y} = b; \quad (h - y) \cdot b - A = 0$$

donde b es el ancho de la sección correspondiente al calado y , y T es el ancho de la superficie libre (figura 6.2); en consecuencia, las expresiones que dan el calado, la velocidad y el caudal en las condiciones críticas son:

$$y_c = h - \frac{A}{T}; \quad Q_c = \sqrt{\frac{g \cdot A_c^3}{T}}; \quad v_c = \sqrt{\frac{g \cdot A_c}{T}}$$

Los valores anteriores se denominan *críticos* porque originan condiciones especiales en el flujo. En una sección rectangular la anchura de la sección es constante e igual al ancho de la superficie de agua ($T=b$), por lo que las expresiones anteriores se transforman en:

$$y_c = \frac{2}{3} h = \left[\frac{q^2}{g} \right]^{1/3}; \quad v_c = \sqrt{g \cdot y_c}; \quad q_c = \sqrt{g \cdot y_c^3}; \quad Q_c = b \cdot \sqrt{g \cdot y_c^3}$$

Es de notar que un caudal Q_1 puede circular con dos calados (y_1 y y_2) y dos velocidades (v_1 y v_2) distintas y con la misma energía específica h_0 , siempre que ésta sea

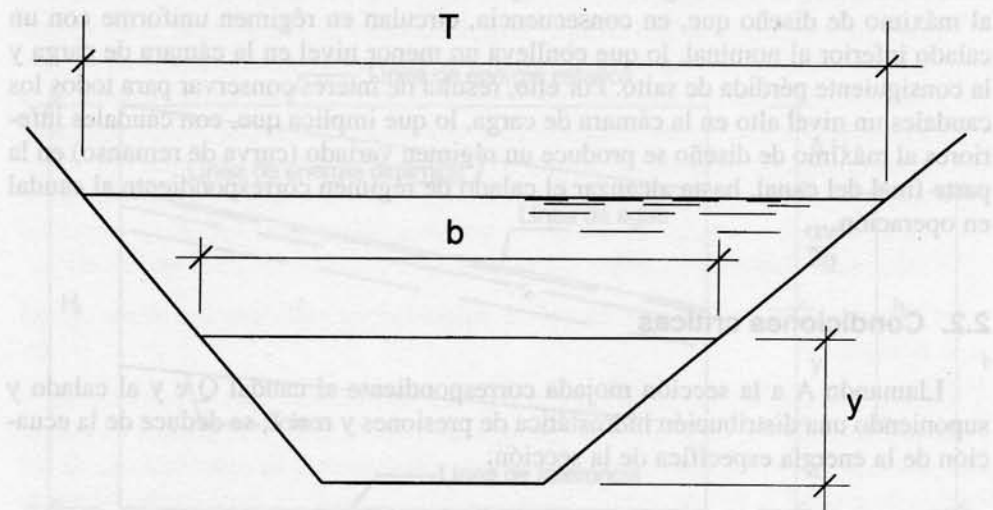


Fig. 6.2

superior al valor crítico (h_c), y que solo con esta energía crítica el caudal Q_c fluye con un único calado (y_c) y velocidad (v_c). Los caudales mayores que el crítico no pueden circular porque carecen de la energía específica necesaria para ello; solo aumentando ésta, por ejemplo, sobreelevando el nivel del agua en la toma o deprimiendo la solera con relación a la línea de energía, podría incrementarse la capacidad de transporte de la sección. Las dos formas de flujo posibles son radicalmente distintas, denominándose *lento o infracrítico* el régimen con un calado mayor que el crítico y *rápido o supercrítico* el flujo con un calado menor que el crítico; la frontera entre ambos es el régimen crítico, caracterizado por tener el calado y la velocidad críticas correspondientes a la sección del canal y a la energía específica disponible.

El tipo de régimen se caracteriza por un parámetro adimensional denominado número de Froude que representa la relación entre las fuerzas de inercia y gravitacionales y que, en un canal prismático de sección regular es:

$$D = \frac{A}{T}; \quad F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}} = \frac{Q}{A} \sqrt{\frac{T}{g \cdot A}}$$

donde D es la profundidad hidráulica; un $F = 1$ indica un régimen crítico puesto que en este caso $v = (g \cdot D)^{1/2}$, mientras que valores inferiores a 1 indican un régimen lento y los superiores a 1 un régimen rápido. La expresión de F para las secciones rectangulares es:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Los canales hidroeléctricos operan siempre en régimen lento porque, entre otras razones, conviene una velocidad moderada para evitar p.d.c. excesivas; por otra parte, el régimen, además de ser lento, debe estar alejado de las condiciones críticas para evitar el peligro de que perturbaciones accidentales puedan provocar un cambio de régimen o inestabilidad en el flujo.

2.3. Movimiento uniforme

La p.d.c. en un canal se calcula usualmente por la fórmula de Manning que, denominando P al perímetro mojado en m, A al área de la sección en m^2 , R al radio hidráulico en m y L a la longitud en m, es:

$$R = \frac{A}{P}; \quad i = \frac{v^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}; \quad \Delta H(m) = i \cdot L$$

donde n es un coeficiente, denominado de Manning, que representa la influencia de la rugosidad del revestimiento. Este coeficiente tiene unas dimensiones de $s/m^{1/3}$ y

un valor que depende del tipo y tamaño de la sección; el valor de este coeficiente suele estimarse en 0,012-0,013 para los canales en túnel y los canales de sección rectangular revestidos de hormigón, y un valor variable en función de la capacidad, comprendido entre 0,014 y 0,016 para los canales de sección trapezoidal abierta con el mismo revestimiento (Bureau of Reclamation, 1974). El valor del coeficiente para los canales sin revestimiento se puede estimar en 0,020-0,025 para los excavados en tierra y en 0,028-0,036 para los canales excavados en roca. El valor del coeficiente en las secciones mixtas con revestimiento de varios tipos se puede calcular mediante la fórmula:

$$n = \left[\frac{\sum P_i \cdot n_i^{3/2}}{\sum P_i} \right]^{2/3}$$

donde n_i es el coeficiente de Manning correspondiente al revestimiento de tipo i con perímetro mojado P_i . Otra expresión similar a la de Manning es la denominada fórmula de Strickler, que utiliza un coeficiente representativo de la rugosidad inverso al anterior, por lo que la expresión de la p.d.c. es:

$$K = \frac{1}{n}; \quad i = \frac{v^2}{K^2 \cdot R^{4/3}}$$

Las p.d.c. localizadas en las transiciones u obstrucciones en el canal se estiman mediante coeficientes que multiplican la altura de velocidad en la sección de salida en el caso de las contracciones, o la diferencia de la altura de velocidad entre la entrada y la salida en el caso de las expansiones:

$$h_f = K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}; \quad h_f = C \cdot \frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g}$$

El valor de K o C depende del tipo de cambio de sección (expansión, contracción, pilas, etc.) y de su forma (brusca, gradual, abocinada, etc.); el valor de K puede oscilar entre 0,05-0,15 para las contracciones graduales y 0,3-0,4 para las bruscas, mientras que el valor de C puede oscilar entre 0,3 para las expansiones graduales y 1,0 para las bruscas.

2.4. Movimiento variado

El movimiento variado se caracteriza porque la velocidad varía espacialmente pero, en cada sección, es constante e independiente del tiempo; el cambio de calado a lo largo del canal suele ser gradual, por lo que resulta válido suponer una distribución estática de las presiones en la sección transversal y aplicar la ecuación de

Bernouilli para el cálculo de la energía en cada sección. Suponiendo que no hay aportaciones laterales de caudal, se obtiene la ecuación básica del movimiento gradualmente variado diferenciando en la ecuación de la energía:

$$H = z + y + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g}; \quad \frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{d(1/A^2)}{dx}$$

Llamando I_f e I_o a las pendientes de la línea de energía y de la solera, se tiene:

$$I_f = -\frac{dH}{dx}; \quad I_o = -\frac{dz}{dx}; \quad \frac{dA}{dy} = T; \quad \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = -\frac{2 \cdot T}{A^3} \cdot \frac{dy}{dx}$$

y, sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene la ecuación general del movimiento gradualmente variado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_o - I_f}{1 - \frac{\alpha \cdot T \cdot Q^2}{g \cdot A^3}} = \frac{I_o - I_f}{1 - F^2}$$

donde I_o es la pendiente de la solera e I_f la pendiente de la línea de energía.

Es fácil ver que ésta igualdad equivale a:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1 - (v/v_o)^2}{1 - (v/v_c)^2} \cdot I_o$$

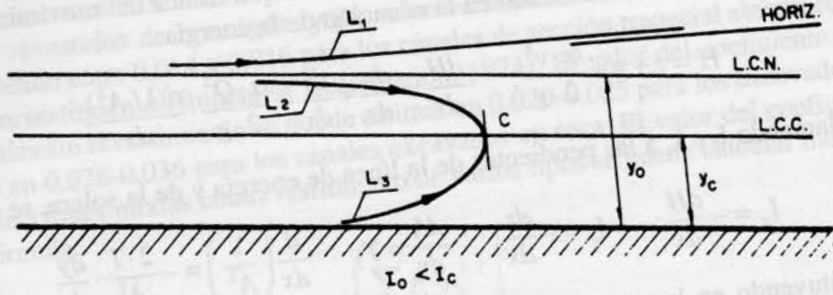
donde v_o representa la velocidad de régimen correspondiente a la pendiente de la solera I_o , y v_c la velocidad crítica de la sección.

De esta expresión se pueden deducir las formas genéricas de las curvas típicas en régimen variado a través de sus tangentes en los puntos más característicos:

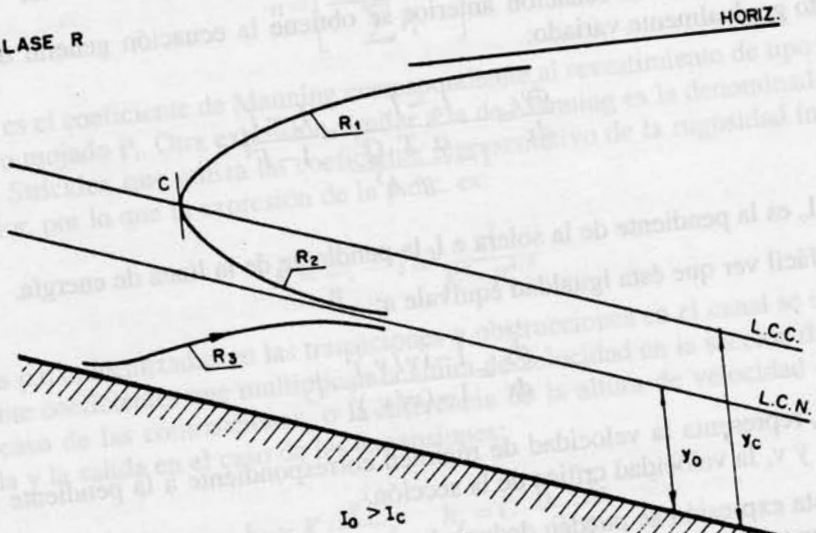
- Si $v=v_o$, $dy/dx=0$. La curva es tangente a la línea de calado uniforme.
- Si $v \rightarrow v_c$, $dy/dx \rightarrow \infty$. Para el calado crítico la tangente tiende a ser vertical. Es de notar que la fuerte curvatura en esta zona invalida la aplicación de la ecuación de Bernouilli, que supone como hipótesis de partida un flujo rectilíneo.
- Si $v=0$, $dy/dx=I_o$. Si el tramo se prolonga indefinidamente, con el consiguiente aumento de calado, la curva tendría una asíntota paralela a la solera (es un caso teórico límite).
- Si $v \rightarrow \infty$, $dy/dx \rightarrow I_o(v/v_o)^2$. Al tender el calado hacia cero (hipótesis también teórica límite) la pendiente de la curva en su intersección con la solera está inclinada hacia abajo en régimen supracrítico y hacia arriba en régimen infracrítico.

APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS

CLASE L



CLASE R



CLASE C

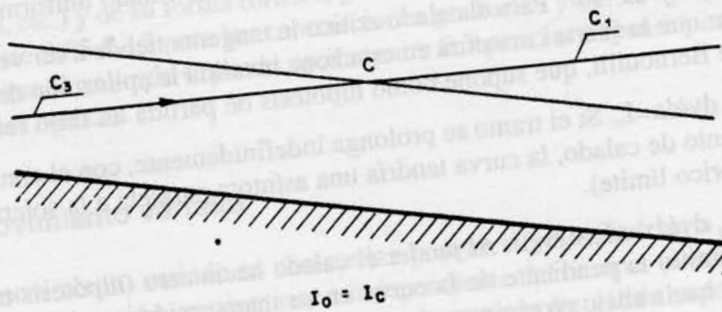


Fig. 6.3

En la figura 6.3 se presentan las formas de las tres curvas típicas según la posición de la superficie del agua respecto a la horizontal, la línea de calado normal, la de calado crítico y la solera; a su vez estos tres tipos originan perfiles distintos según que la pendiente de la solera sea inferior o superior a la crítica: cuando $I < I_c$ las curvas son de tipo L (lento) y de tipo R (rápido) en caso contrario. Cuando $I = I_c$ las curvas son de tipo C (crítico); este último caso tiene sólo un interés teórico pues, según se ha mencionado, no se debe usar una pendiente crítica, ya que este régimen es inestable y solo es admisible como paso de uno infracrítico a otro supercrítico o viceversa.

De los seis tipos de curvas L y R solo la L_1 puede darse en forma permanente en una cierta longitud del canal principal de un salto hidroeléctrico; las L_2 y L_3 solo pueden formarse localmente en las transiciones, y las R solo en las conducciones complementarias o rápidas de descarga de vertederos, pues el canal principal solo admite pendientes inferiores a la crítica.

La curva L_1 (curva de remanso) se produce en el tramo de entrada del canal en la cámara de carga, con longitud dependiente del nivel en ésta. El efecto y la longitud son más acusados con caudales pequeños pues, como ya se ha dicho, se procura mantener siempre alto el nivel en la cámara para conservar el salto útil.

La curva L_2 se produce en los ensanchamientos bruscos; por ello no es usual en los canales hidroeléctricos que evitan este tipo de transiciones para no provocar p.d.c. innecesarias.

La L_3 puede producirse a la salida de una compuerta alimentadora del canal cuando el nivel del agua en el embalse es mayor que en el canal: esto ocurre especialmente con los caudales inferiores al nominal en un tramo corto en el que se forma un resalto donde se disipa la energía sobrante.

Las curvas R solo se producen en las conducciones complementarias o en las rápidas de descarga de los vertederos, únicas en las que se admite el régimen rápido. La R_1 puede ocurrir en la entrada a la cámara o al embalse de una conducción complementaria, o en el cuenco de ingreso al río de una rápida. Las R_2 y R_3 son típicas de un cambio de sección o de pendiente.

La ecuación general del movimiento gradualmente variado es una ecuación diferencial de primer orden que relaciona la variación del calado con las pendientes de la línea de energía y de la solera y con el parámetro característico de la sección $\alpha \cdot Q^2 \cdot T / g \cdot A^2 = F^2$. Esta ecuación se utiliza para calcular el perfil hidráulico de los tramos de canal con régimen variado, como por ejemplo las curvas de remanso en la conexión del canal de alimentación con la cámara de carga o los canales de conexión entre embalses o entre el canal de descarga de la central y el río. La integración de la ecuación se realiza numéricamente sustituyendo los diferenciales por diferencias finitas:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{I_o - I_f}{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3}} = \frac{I_o - I_f}{1 - F^2}$$

El cálculo se realiza en estos supuestos aplicando las ecuaciones de la continuidad y de Bernouilli y calculando las p.d.c. lineales por la fórmula de Manning y las localizadas utilizando coeficientes característicos dependiendo de la forma de la transición. El proceso de cálculo para pasar de una sección 1 conocida a una sección 2 a una distancia Δx (figura 6.4) es, en el supuesto de que no existan aportaciones laterales de caudal:

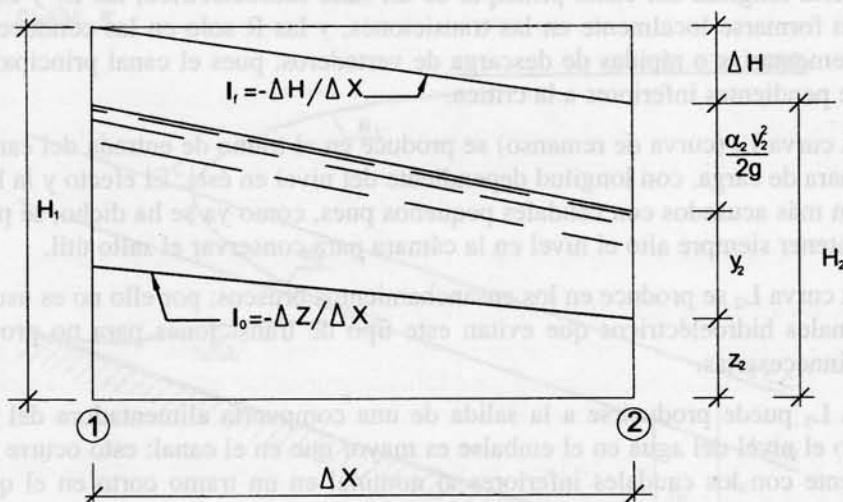


Fig. 6.4

- se calcula la energía H_1 en la sección 1 a partir de los datos conocidos de z_1 , y_1 , α_1 , v_1 y I_{10} (en general se toma $\alpha=1$),
- se estima el valor de α_2 y y_2 y, con estos valores supuestos y los conocidos de z_2 y S_{20} , se calcula: A_2 , T_2 y I_{2f} ,
- con los valores medios de I_0 y de I_f en el intervalo y el valor conocido de Δx , se calcula el Δy , y el nuevo valor de y_2 ,
- comparando los dos valores de y_2 , el supuesto inicialmente y el obtenido, se estima un nuevo valor del calado más próximo al correcto y se repite el ciclo hasta alcanzar la precisión requerida.

La iteración se puede evitar cuando no se precisa determinar el calado en lugares prefijados; en este caso se supone un calado (y_2) en lugar de un incremento de absci-

sa, y con él se calcula la sección, la velocidad y las pendientes de la solera y línea de energía, así como las pendientes medias correspondientes, I_{oM} e I_{fM} entre los puntos 1 (inicial) y 2 (final) del intervalo. Con estos valores se determina el incremento de abscisa que ocasiona la p.d.c. media calculada y que tiene el calado supuesto:

$$I_{oM} = \frac{I_{o1} + I_{o2}}{2}; \quad I_{fM} = \frac{I_{f1} + I_{f2}}{2}; \quad \Delta x = 2 \cdot \frac{y_1 + \frac{v_1^2}{2g} - y_2 + \frac{v_2^2}{2g}}{I_{oM} - I_{fM}}$$

Este tipo de cálculo es necesario en los aprovechamientos hidroeléctricos alimentados por un canal para determinar la curva de remanso en el tramo final del canal de carga y en el canal de descarga e incorporación al río.

3. RÉGIMEN VARIABLE

El régimen variable es el caso más general de flujo en el que se produce una variación espacial y temporal de la velocidad, es decir, que la velocidad en un momento determinado cambia de una sección a otra y, adicionalmente, varía con el tiempo. La variación en el tiempo puede ser gradual, como la ocasionada por un cambio lento del caudal derivado o turbinado, o rápida, como la que se produciría con una variación brusca de estos caudales. El flujo variable se caracteriza por las ondas que se forman en la superficie, que pueden ser de traslación u oscilatorias, según involucren o no cambios de la masa de agua en cada sección, y solitarias o agrupadas, según se produzca una única oscilación o un grupo de oscilaciones. Asimismo, las ondas pueden ser pequeñas, casi inapreciables a simple vista, en el caso de los cambios de caudal graduales, o abruptas, con un frente de onda que se magnifica en la parte exterior de las curvas, en el caso de los cambios de caudal bruscos.

Este régimen se produce en los canales hidroeléctricos de alimentación o de descarga de las turbinas como consecuencia de la modificación del caudal turbinado o derivado para ajustar la producción a la demanda del mercado o a las disponibilidades de agua en la toma; este tipo de maniobras de ajuste, así como la de arranque o parada de las turbinas se realizan con lentitud para evitar perturbaciones excesivas en el canal, tales como una ondulación superficial peligrosa o desbordamientos. Por el contrario, el cierre de emergencia de las turbinas es total y brusco, pasando del caudal turbinado, que puede ser el máximo, a 0, ya que éste tipo de maniobras es consecuencia de accidentes o averías fuera del control del operador y, en consecuencia, inevitables.

El estudio de los casos generales del flujo variable en los canales puede acometerse por un método implícito o por el método de las características, según puede verse en Mahmood (1975), Chaudhry (1993) o Streeter (1993); en los canales hidro-

eléctricos no suele ser necesario realizar un análisis completo del flujo variable, sino que, por lo general, es suficiente el estudio del caso extremo de un cierre brusco total de las turbinas, puesto que los cierres parciales son menos peligrosos y las aperturas son controlables y se realizan con lentitud, por lo que no representan un condicionante para el diseño. En esta situación es válido un análisis aproximado del fenómeno que permita calcular la altura de los frentes de onda que se producen en el canal para comprobar su dimensionamiento.

La parada brusca de las turbinas provoca una onda positiva (es decir, con elevación del nivel de agua) en el canal de alimentación o una negativa en el canal de descarga, la cual se desplaza hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, respectivamente. La onda positiva consiste en un ascenso brusco del nivel de agua seguido de una sobre-elevación, creciente con la distancia al frente de onda, que solo se amortigua o se elimina cuando se cruza con una onda negativa desplazándose en sentido contrario. El frente de onda no suele representar el mayor peligro en un canal largo, sino que éste proviene de la sobre-elevación subsiguiente; por ello, a menos que se disponga un aliviadero, el peligro es máximo en el extremo de aguas abajo del canal, junto a la cámara de carga, puesto que este es el último punto que alcanza la onda negativa reflejada y es donde se produce una mayor sobre-elevación posterior al paso del frente; por otra parte, hay que señalar que la existencia de un aliviadero en la cámara de carga no elimina totalmente la formación de ondas positivas que se trasladan hacia aguas arriba, puesto que el nivel inicial del agua en la cámara cuando se produce el cierre puede estar por debajo del normal al que se dispone el umbral de un aliviadero.

En lo que sigue se analiza la formación de un frente de onda en un canal trapecial como consecuencia de un cierre parcial de Q a Q_f , que se superpone al régimen uniforme inicial. La ecuación de la continuidad durante un intervalo de tiempo Δt da, con la notación de la figura 6.5:

$$w \cdot y \cdot z \cdot \Delta t = (Q - Q_f) \cdot \Delta t = [A \cdot v - (A + y \cdot z) \cdot v_f] \cdot \Delta t$$

$$v_f = \frac{A \cdot v - w \cdot y \cdot z}{A + y \cdot z}$$

Por otra parte, igualando la diferencia de la presión hidrostática en el plano del frente de onda al cambio de momento se obtiene:

$$\rho \cdot A \cdot (w + v) \cdot (v - v_f) = \rho \cdot g \cdot \left(A \cdot z + \frac{y \cdot z^2}{2} \right)$$

$$w = \frac{g \cdot z}{v - v_f} \cdot \left(1 + \frac{y \cdot z}{2 \cdot A} \right) - v$$

Sustituyendo el valor de v_f se obtiene finalmente:

$$w = \sqrt{\frac{g \cdot (2 \cdot A + y \cdot z) \cdot (A + y \cdot z)}{2 \cdot A \cdot y}} - v$$

La altura del frente de la onda suele ser pequeña frente al calado por lo que z se puede despreciar frente a A/y :

$$w = \sqrt{\frac{g \cdot A}{y}} - v = \sqrt{g \cdot D} - v; \quad c = \sqrt{g \cdot D}$$

donde $D=A/y$ es el calado medio de la sección. La velocidad de traslación de la onda con relación a la superficie de agua sobre la que se desplaza, o celeridad (c), es igual a la velocidad crítica que correspondería al calado existente; por ello, en un régimen rápido ($v > v_c$) los frentes de onda solo se trasladan hacia aguas abajo, permaneciendo estacionarias en el caso de régimen crítico en el que $v = v_c$.

El nivel del agua en el tramo de canal detrás del frente sigue creciendo tras el paso de éste; por ello, en los canales largos es necesario determinar el perfil superficial máximo consecuencia de ésta sobreelevación, el cual se obtiene cuando el frente alcanza la toma o cuando se cruza con una onda negativa consecuencia del cierre de la compuerta de toma. Este cálculo puede realizarse en forma aproximada

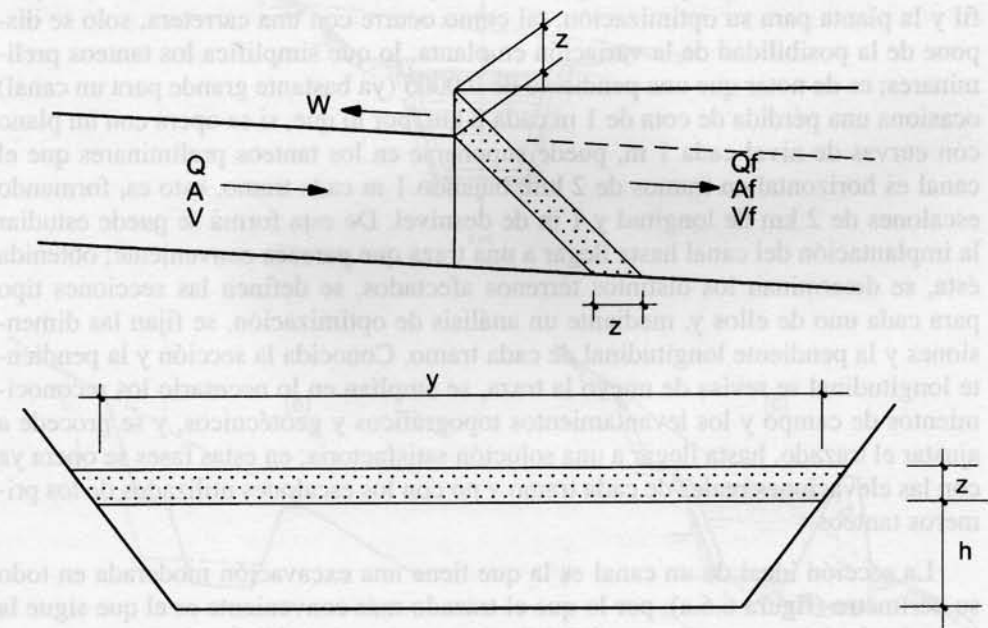


Fig. 6.5

con el procedimiento expuesto por Elsdén y Albery (Guthrie Brown, 1966); en casos especiales puede ser necesario aplicar procedimientos de cálculo mecanizados más rigurosos como el método de las características, según se puede ver en Chaudhry (1993) o French (1988).

4. TRAZADO

4.1. Canal exterior

Un canal es una obra lineal con una pendiente descendente muy pequeña, que se mide en diezmilésimas o, para los canales de mayor tamaño, en cienmilésimas; estas características, obra lineal con una pendiente descendente muy pequeña, no permiten variación vertical alguna para sortear los obstáculos, lo cual da una gran rigidez en alzado. Contrariamente, el trazado en planta es muy flexible, ya que las velocidades son reducidas, rara vez mayores que 3 m/s, lo cual permite utilizar curvas con radios pequeños, mucho menores que los de cualquier otra obra de tipo lineal, como las carreteras o ferrocarriles, que a cambio admiten pendientes mayores, variables y ascendentes.

La rigidez en la configuración vertical de los canales simplifica notablemente la elección del trazado, ya que en lugar de tener que combinar simultáneamente el perfil y la planta para su optimización, tal como ocurre con una carretera, solo se dispone de la posibilidad de la variación en planta, lo que simplifica los tanteos preliminares; es de notar que una pendiente de 0,0005 (ya bastante grande para un canal) ocasiona una pérdida de cota de 1 m cada 2 km, por lo que, si se opera con un plano con curvas de nivel cada 1 m, puede suponerse en los tanteos preliminares que el canal es horizontal en tramos de 2 km, bajando 1 m cada tramo, esto es, formando escalones de 2 km de longitud y 1 m de desnivel. De esta forma se puede estudiar la implantación del canal hasta llegar a una traza que parezca conveniente; obtenida ésta, se determinan los distintos terrenos afectados, se definen las secciones tipo para cada uno de ellos y, mediante un análisis de optimización, se fijan las dimensiones y la pendiente longitudinal de cada tramo. Conocida la sección y la pendiente longitudinal se revisa de nuevo la traza, se amplían en lo necesario los reconocimientos de campo y los levantamientos topográficos y geotécnicos, y se procede a ajustar el trazado, hasta llegar a una solución satisfactoria; en estas fases se opera ya con las elevaciones reales de cada tramo y no con los escalones utilizados de los primeros tanteos.

La sección ideal de un canal es la que tiene una excavación moderada en todo su perímetro (figura 6.6.a), por lo que el trazado más conveniente es el que sigue la línea de nivel correspondiente a 0,5-1,0 m por encima de la lámina de agua; esta sección solo es viable en los terrenos con una pendiente transversal reducida, por lo

que, si este no es el caso, hay que acudir a una trinchera importante (b), o a un muro de contención (c) o a ambos. El ajuste del trazado a la línea de nivel se realiza con curvas en planta, cuyo radio suele ser del orden de 5 a 10 veces el ancho del canal; con estos radios y la escasa velocidad de la corriente, no se producen p.d.c. significativas, por lo que el único aumento de coste que conllevan es la irregularidad que introducen en la geometría del trazado.

Como es habitual en las obras lineales, se deberán tantear varios trazados alternativos, obtenidos desplazando la traza con relación al terreno y comparando los volúmenes de obra correspondientes; este tipo de optimización es muy sencillo en la actualidad gracias a las facilidades para el dibujo y para el cálculo de volúmenes de obra que proporcionan los sistemas de cálculo y dibujo disponibles. Es de notar que en la optimización del trazado no se busca la compensación entre excavaciones y rellenos; antes, por el contrario, en el trazado de los canales se busca la eliminación de los terraplenes para evitar asentamientos diferenciales, que de producirse, pueden ocasionar roturas o averías y la parada total de la planta para realizar las reparaciones necesarias. En este sentido hay que diferenciar la magnitud y configuración del terraplén, puesto que no es lo mismo una sección como la c de la figura 6.7 con un

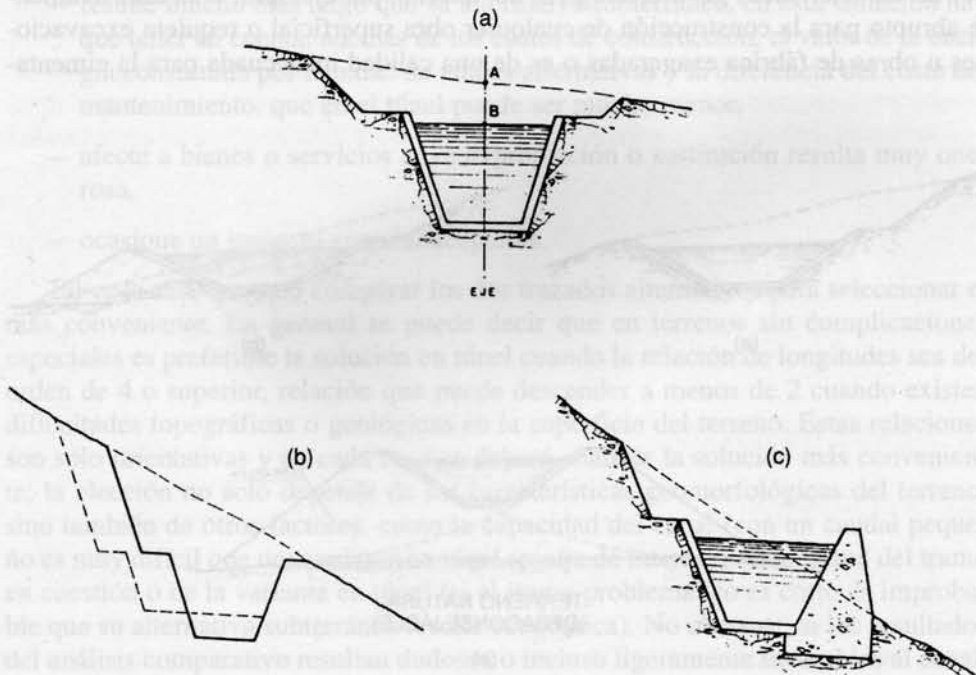


Fig. 6.6

terraplén total, que de adoptarse obligaría a tomar medidas especiales en el revestimiento, que un terraplén limitado a un espaldón lateral, como el representado en la figura 6.7 b. En el primer caso toda la solera está apoyada en relleno, por lo que existe un mayor peligro de asiento y las eventuales fugas de agua estarían sujetas a todo el tirante de agua, mientras que en el segundo el gradiente de presiones es menor, y si el terraplén está bien drenado, no sufre más inconveniente que la pérdida de agua.

Puede haber ocasiones en que se acepte una solución como la c, pero serán excepcionales y normalmente limitadas a tramos cortos, con acompañamiento de medidas especiales como el refuerzo del revestimiento y la intensificación del sistema de drenaje de la sección. Lo normal es prescindir de los terraplenes y, cuando sea necesario salvar una depresión de cierta entidad, sustituir la sección normal del canal por un tramo en acueducto o en sifón.

4.2. Canal en túnel

El canal a cielo abierto se sustituye por un túnel en aquellos tramos en los que el primero resulta inviable o, cuando aún siendo posible, es más costoso o inconveniente que su alternativa subterránea. La primera situación puede estar provocada por las características geomorfológicas del terreno, por ejemplo, si es excesivamente abrupto para la construcción de cualquier obra superficial o requiere excavaciones u obras de fábrica exageradas o es de una calidad inadecuada para la cimenta-

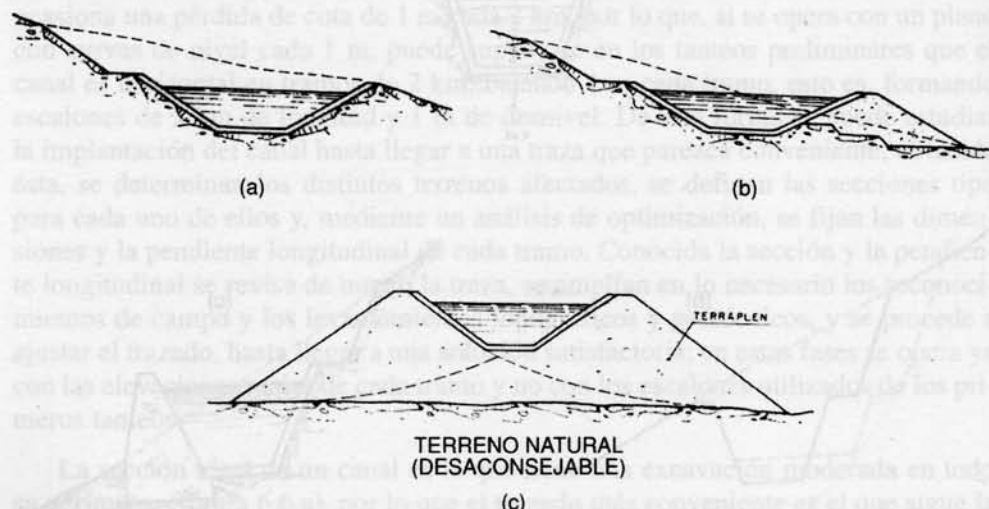


Fig. 6.7

ción de un canal, como puede ser el caso de los terrenos con yesos, grandes bolos o deslizamientos. En particular, las laderas con deslizamientos se deben proscribir en forma absoluta, pues un canal no tendría en ellas la menor garantía de permanencia; los terrenos yesosos son de temer, pero pueden resultar aceptables si se toman las precauciones adecuadas para evitar que el agua pueda disolverlos y arrastrarlos; asimismo, los terrenos con grandes bolos pueden ocasionar dificultades de excavación por la heterogeneidad de las piedras, y dar problemas de estabilidad y, en definitiva, encarecer la obra superficial.

La solución mejor y, con frecuencia la única, en estos casos de graves dificultades de paso por el exterior, es llevar el canal en túnel, lo que permite ubicar la conducción en terrenos más seguros y acortar su longitud y, adicionalmente, proporciona la ventaja de una mayor libertad de trazado. Es de notar que no sólo se acude al túnel en casos extremos en los que el canal exterior resulta impracticable o muy difícil, sino que también la solución subterránea puede resultar más conveniente que su alternativa exterior aunque ésta no tenga problemas insalvables, cuando el tramo de canal exterior:

- requiera obras de importancia que pueden ser eludidas mediante un tramo de túnel,
- resulte mucho más largo que su alternativa subterránea; en esta situación hay que tener en cuenta, además de los costes de construcción, el valor de la energía consumida por la p.d.c. de ambas alternativas y la diferencia del coste del mantenimiento, que en el túnel puede ser mucho menor,
- afecte a bienes o servicios cuya expropiación o sustitución resulta muy onerosa,
- ocasione un impacto visual inaceptable.

En cada caso hay que comparar los dos trazados alternativos para seleccionar el más conveniente. En general se puede decir que en terrenos sin complicaciones especiales es preferible la solución en túnel cuando la relación de longitudes sea del orden de 4 o superior, relación que puede descender a menos de 2 cuando existen dificultades topográficas o geológicas en la superficie del terreno. Estas relaciones son sólo orientativas y en cada caso se deberá analizar la solución más conveniente; la elección no solo depende de las características geomorfológicas del terreno, sino también de otros factores, como la capacidad del canal (con un caudal pequeño es muy difícil que una variante en túnel resulte de interés) o la longitud del tramo en cuestión o de la variante en túnel (si el tramo problemático es corto es improbable que su alternativa subterránea resulte económica). No obstante, si los resultados del análisis comparativo resultan dudosos o incluso ligeramente favorables al canal, es recomendable adoptar el túnel puesto que ofrece las ventajas de su mayor seguridad y menores costes de mantenimiento.

4.3. Acueductos y sifones

La rigidez en el trazado vertical de los canales obliga con frecuencia, como por ejemplo en el cruce de vaguadas o depresiones, a situar la rasante por encima del terreno; en este caso, y dada la necesidad de evitar terraplenes de apoyo, hay que adoptar una solución alternativa que puede ser un puente acueducto, denominado simplemente acueducto, o un sifón. La primera solución permite continuar con la conducción en régimen libre, sin más discontinuidad que la ocasionada por un eventual cambio de sección, mientras que la segunda implica un cambio del régimen libre al presurizado, para aprovechar la libertad que permite éste último en el trazado vertical de la conducción. El sifón introduce un doble cambio de régimen (a la entrada y a la salida), el cual se realiza mediante cámaras con una geometría adecuada para reducir las p.d.c.; la cámara de entrada debe tener adicionalmente la suficiente capacidad como para almacenar, sin que se produzcan desbordamientos, los eventuales aumentos de caudal que lleguen a ella durante el período que tarda en acelerarse el flujo en el sifón para ajustarse al nuevo caudal circulante por el canal.

El acueducto ocasiona menores p.d.c. porque el perímetro mojado es siempre menor en una conducción libre que en una forzada y el trazado en acueducto tiene un desarrollo más corto; como contrapartida, ocasiona un mayor impacto visual y su utilización está limitada a depresiones poco profundas a causa del encarecimiento ocasionado por las pilas y su cimentación. Por el contrario, el sifón tiene peores condiciones hidráulicas, pero permite adaptarse a cualquier depresión, independientemente de su magnitud o de las condiciones de cimentación, por lo que es más apropiado que el acueducto para depresiones largas o con más de 20 m de profundidad.

En cualquier caso, ambas soluciones deben analizarse comparativamente para seleccionar la más adecuada; este análisis debe también incluir cuando resulte técnicamente posible, la alternativa de rodear la depresión mediante un canal convencional. Como en todos los estudios comparativos se deben tener en cuenta los costes totales, incluyendo el coste de la energía consecuencia de la p.d.c. y los costes de mantenimiento correspondientes.

5. REVESTIMIENTO

5.1. Introducción

El revestimiento de los canales proporciona ventajas constructivas y operacionales de importancia, como:

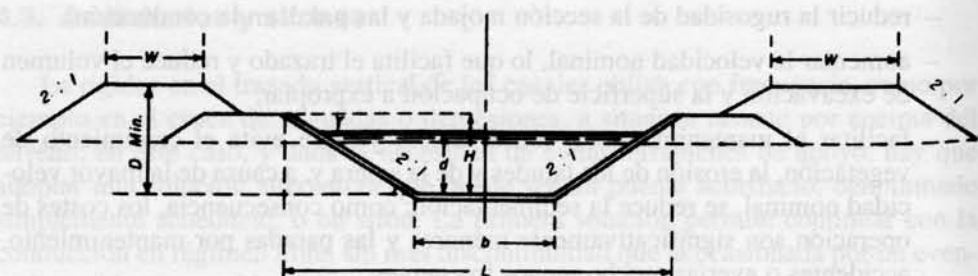
- impermeabilizar la sección, reduciendo al mínimo las pérdidas de agua y los problemas asociados con las filtraciones, como sus efectos en la inestabilidad en las laderas o en sobreelevaciones del nivel freático,

- reducir la rugosidad de la sección mojada y las p.d.c. en la conducción,
- aumentar la velocidad nominal, lo que facilita el trazado y reduce el volumen de excavación y la superficie de ocupación a expropiar,
- facilitar el mantenimiento y conservación, ya que evita el crecimiento de vegetación, la erosión de los taludes y de la solera y, a causa de la mayor velocidad nominal, se reduce la sedimentación; como consecuencia, los costes de operación son significativamente menores y las paradas por mantenimiento, accidentes o averías mucho menos frecuentes.

Por estas razones los canales hidroeléctricos se construyen generalmente con un revestimiento de superficie dura que proporcione impermeabilidad y una baja rugosidad, facilite la operación y dé una mayor estabilidad; las excepciones a lo anterior suelen ser las conducciones que no necesitan revestimiento, como los canales de descarga e incorporación al río, los canales en túnel o a cielo abierto excavados en roca impermeable y los canales de capacidad muy grande, como por ejemplo los de los aprovechamientos de propósito múltiple (energía, riego y navegación) del Bajo Ródano o los que utilizan cauces naturales (como pueden ser los embalses). En este sentido cabe señalar la práctica del Bureau of Reclamation de revestir todos los canales, incluso los de capacidad muy grande como el canal de San Luis, cuyas distintas secciones tipo se representan en la figura 6.8 (las magnitudes en el cuadro están en pies y las progresivas en millas; el caudal máximo corresponde al tramo inicial, y es de 13.100 c.f.s.= 350 m³/s).

El tipo de revestimiento más extendido es el de hormigón, que proporciona un adecuado grado de impermeabilidad, se conserva bien con velocidades muy superiores a las usuales y proporciona una superficie mojada lisa, con un coeficiente de Manning bajo; la mampostería y sillería natural o artificial se han usado mucho en otras épocas, pero hoy en día resultan más costosas y con una mayor rugosidad que el hormigón, por lo que no son alternativas a considerar, salvo en obras pequeñas o en condiciones especiales; asimismo, los revestimientos de membranas impermeables protegidas con losetas prefabricadas o grava resultan costosos y con una rugosidad elevada, por lo que no se suelen utilizar en los aprovechamientos hidroeléctricos.

En el otro extremo están los revestimientos contruidos con materiales naturales como la arcilla, protegida o no con grava o con piezas prefabricadas; este tipo de revestimiento está bastante extendido en canales de riego, especialmente los situados en terrenos limosos o arcillosos; en estos canales la p.d.c. o los costes de mantenimiento no suelen tener tanta importancia como en los canales hidroeléctricos y, por otra parte, no se utilizan durante varios meses al año, lo que permite realizar un mantenimiento adecuado sin afectar a la operación; sin embargo, este revestimiento es inusual en canales hidroeléctricos que, como se ha mencionado, suelen estar revestidos con hormigón hidráulico (el hormigón asfáltico es muy poco utilizado, a pesar de que podría ofrecer grandes ventajas por su flexibilidad).



SEC.	Mi.	a	Mi.	A	V	Q	r	n	s	d	ss	H	b
1	70.90		86.47	5759.68	2.27	13,100	22.40	0.016	.00000	32.8	2: 1	36.8	110
2A	87.02		92.56	3356	3.89	13,100	17.09	0.016	.00004	24.9	2: 1	27.9	85
2B	92.57		97.52	3356	3.89	13,100	17.09	0.016	.00004	24.9	2: 1	28.9	85
2C	97.53		105.22	3356	3.89	13,100	17.09	0.016	.00004	24.9	2: 1	29.9	85
2D	105.25		108.50	3356	3.89	13,100	17.09	0.016	.00004	24.9	2: 1	32.9	85
3A	108.59		118.63	3090	3.82	11,80	16.62	0.016	.00004	24.8	2: 1	34.8	75
3B	118.67		128.73	3090	3.82	11,800	16.62	0.016	.00004	24.8	2: 1	32.8	75
3C	128.76		132.19	3090	3.82	11,800	16.672	0.016	.00004	27.8	2: 1	33.8	75
3D	132.19		132.95	3090	3.82	11,800	16.6	0.016	.00004	28.8	2: 1	34.8	75
3E	132.95		137.02	3090	3.82	11,800	16.62	0.016	.00004	27.8	2: 1	33.8	75
3F	137.02		143.29	3090	3.82	11,800	16.62	0.016	.00004	24.8	2: 1	30.8	75
4A	143.29		145.01	2576	3.63	9,350	15.44	0.016	.00004	23.9	2: 1	31.9	60
4B	145.05		152.70	2576	3.63	9,350	15.44	0.016	.00004	23.9	2: 1	33.9	60
5A	152.70		155.64	2576	3.64	9,350	15.44	0.016	.00004	23.9	2: 1	33.9	60
5B	155.70		164.69	2337	3.56	8,350	14.90	0.016	.00004	23.9	2: 1	31.9	50
5C	164.74		170.07	2337	3.56	8,350	14.90	0.016	.00004	23.9	2: 1	28.9	50
5D	170.11		172.40	2337	3.56	8,350	14.90	0.016	.00004	23.9	2: 1	26.9	50

Fig. 6.8

Secciones tipo del Canal de San Luis. (Unidades, millas y pies). Fuente: Bureau of Reclamation.

La calidad de la cimentación de los canales excavados en terrenos sueltos es uno de los factores más influyentes sobre la eficacia y duración de los revestimientos; los problemas en este sentido pueden provenir de los terrenos poco densos, con yesos o con arcillas expansivas, que se deben corregir o, si esto no es factible, evitar. No obstante, como ya se dijo, el origen más frecuente de los problemas suele estar en los tramos de canal construídos en terraplén, a causa de las deficiencias en los materiales utilizados o en el grado de compactación conseguido.

5.2. Consideraciones sobre la inclinación del revestimiento

La acción más peligrosa sobre la solera es la subpresión cuando se vacía el canal, lo que puede provocar su levantamiento si después del proceso de vaciado quedan presiones intersticiales residuales de importancia. El efecto del levantamiento es tanto más acusado cuanto mayor es la profundidad del canal y menor la consistencia de la cimentación. La primera influye porque el nivel freático natural o el que puede formarse por filtraciones desde el canal, actúa sobre la cara inferior de la solera con tanta mayor presión cuanto mayor sea la profundidad. Si la cimentación es de tierra no se desarrolla una adherencia apreciable, por lo cual es imprescindible un drenaje efectivo que reduzca las eventuales subpresiones a unos valores que puedan ser absorbidos por el peso propio y la resistencia de la losa de hormigón que forma la solera; contrariamente, si la cimentación es de roca se desarrolla una adherencia apreciable que contrarresta el efecto de la subpresión; por ello, en los canales en roca de poca profundidad, menos de 2 m, puede no ser necesario el drenaje, ya que la subpresión está usualmente limitada por el calado, en este caso a 2 t/m², la cual será resistida por la adherencia entre la roca y el hormigón de la solera.

La situación de los cajeros es más complicada; por un lado la subpresión no es constante como en el caso de la solera, sino que tiene un valor decreciente desde su parte inferior a la superior, y por otro, el peso propio del revestimiento no actúa directamente presionándolo contra el terreno, sino que da una componente que comprime el cajero hacia abajo y otra que lo aprieta contra el terreno, y que es la que se opone a la subpresión. En consecuencia, la inclinación del cajero debe ser tanto más suave cuanto menor sea la consistencia del terreno, pudiendo ser muy escarpado en roca, mientras que ha de ser más tendido en tierras; esto coincide con la forma posible de la excavación, que en roca se mantiene bien con taludes fuertes mientras que en tierras ha de tener un talud mucho más suave, menor que el natural.

Asimismo, el proceso de colocación del hormigón tiene una influencia importante sobre la disposición de los cajeros, puesto que mientras el hormigón de la solera se coloca sin dificultad, el hormigonado de los cajeros se complica o encarece a medida que su inclinación se aproxima a los 45°; si la inclinación de los cajeros es reducida no se necesita encofrado, puesto que el hormigón de consistencia

seca se mantiene sin dificultad hasta taludes de 3/2. Por el contrario, con inclinaciones mayores que 1:1 es imprescindible el encofrado, lo cual dificulta la introducción del hormigón, especialmente si el terreno es rocoso y presenta entrantes, lo cual hace imprescindible un enérgico vibrado para evitar defectos de construcción que pueden resultar peligrosos a causa de la esbeltez de las formas; cuanto más próximo a la vertical sea el cajero tanto mejor penetra el hormigón entre el encofrado exterior y el terreno aunque, como contrapartida, es menor la adherencia que puede desarrollar.

Por ello, los taludes próximos a 1:1 son demasiado fuertes para prescindir del encofrado y demasiado tendidos para que el hormigón penetre bien si se usa aquél; por esta razón, en los terrenos de roca se acostumbra a adoptar taludes de 2/5-1/5 o incluso verticales y utilizar encofrado, mientras que en terrenos menos consistentes se suele adoptar un talud de 3/2 ó 2/1 y prescindir del encofrado. Esto no quiere decir que no sea posible construir un cajero a 45°, sino que esta inclinación tiene dificultades de ejecución que pueden encarecer innecesariamente la construcción.

5.3. Espesor

El espesor del revestimiento debe ser, por razones obvias, el mínimo compatible con las dimensiones y forma de la sección y con las características geotécnicas del terreno donde se apoya y al cual transmite las presiones de agua. Por regla general los revestimientos de los canales no se dimensionan para soportar los empujes del terreno o las subpresiones, puesto que resulta más económico prever una sección tipo estable durante la excavación y operación, proporcionar el drenaje necesario para garantizar que las subpresiones no condicionen el diseño y tratar adecuadamente la cimentación para evitar la formación de cavidades o asentamientos diferenciales. En esta situación, el revestimiento no tiene misión estructural alguna, sino que únicamente transmite presiones a la cimentación, por lo que se puede construir sin armadura y con el espesor mínimo compatible con la construcción y con la durabilidad.

El espesor requerido depende del tipo de sección y del procedimiento constructivo; en los canales en roca con cajeros encofrados se precisa un espesor mínimo de 10-20 cm, dependiendo de la profundidad de la sección, para garantizar que el hormigón rellene bien el espacio entre el encofrado y el terreno; este espesor es el mínimo hasta los salientes de la roca, por lo que el espesor medio realmente colocado puede ser del orden de 5-10 cm mayor, o incluso más en los terrenos difíciles de excavar.

Contrariamente, el talud de excavación en los terrenos sueltos puede perfilarse fácilmente con precisión, lo que reduce o incluso elimina el sobreespesor; por otra parte, estos canales se suelen construir con procedimientos mecanizados de hormi-

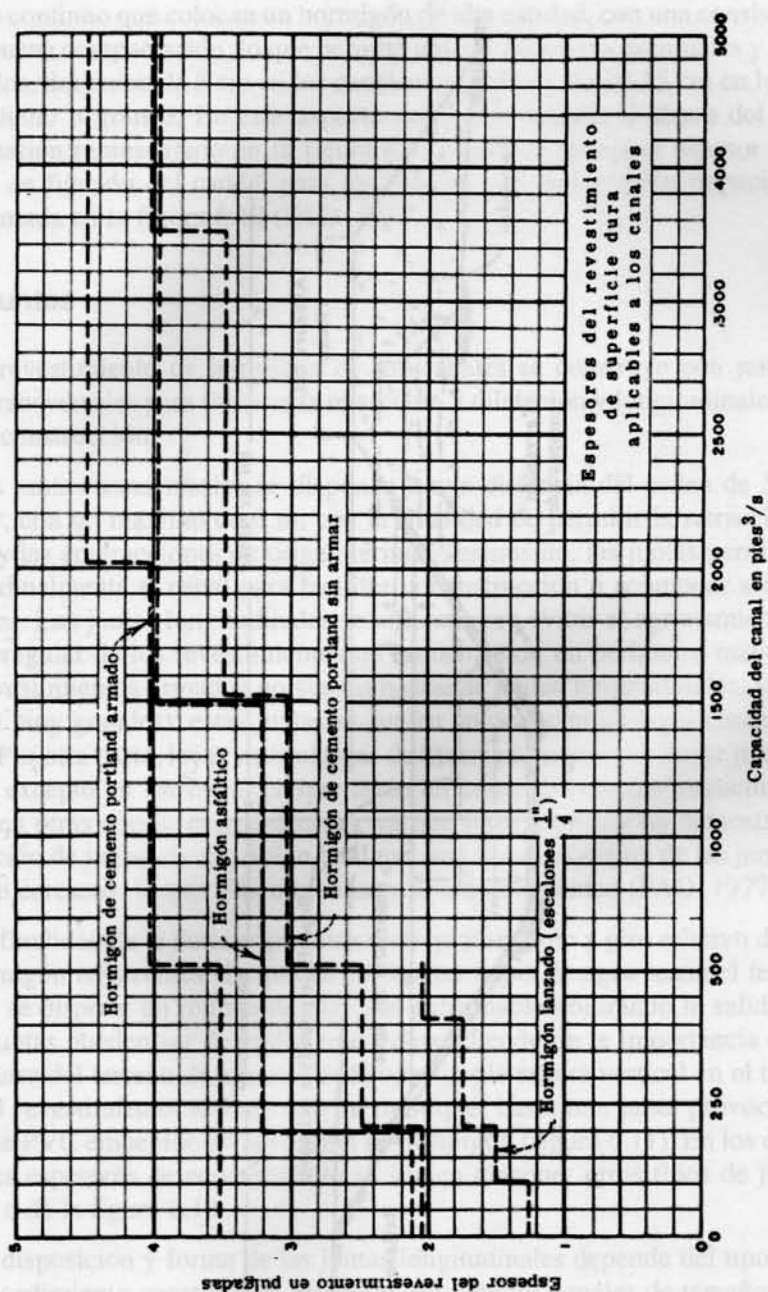


Fig. 6.9

Espesor del revestimiento de los canales trapeciales revestidos de hormigón. Fuente: Bureau of Reclamation, FAO (1977).

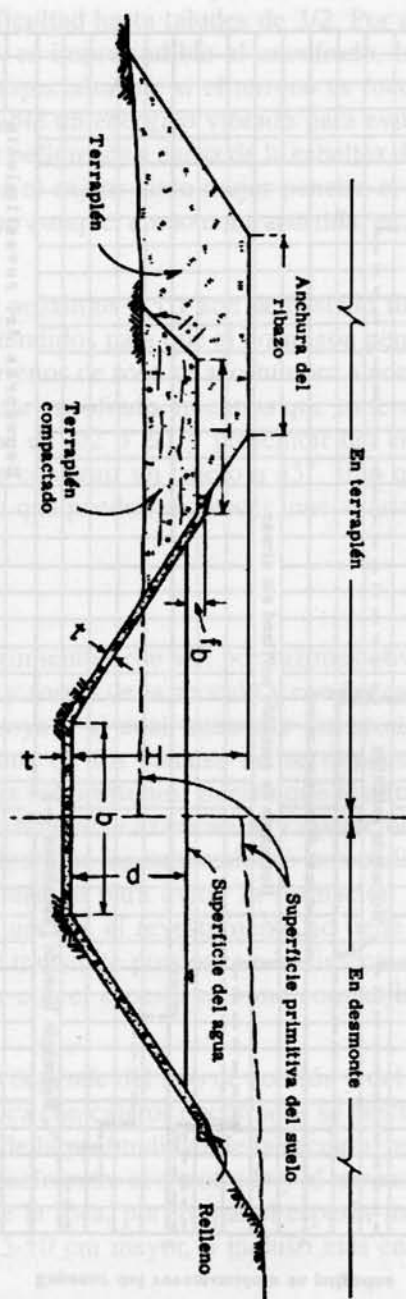


Fig. 6.10

Sección tipo de un canal trapecial. Fuente: Bureau of Reclamation, FAO (1977).

gonado continuo que colocan un hormigón de alta calidad, con una consistencia seca y una buena compactación, lo que permite utilizar espesores nominales y reales muy reducidos, del orden de 5 cm en los canales pequeños y de 10-15 cm en los de tamaño mediano o grande. En este aspecto resulta de interés el ábaco del Bureau of Reclamation representado en la figura 6.9, donde se refleja el espesor de revestimiento en función del caudal para los canales con una sección trapecial como la representada en la figura 6.10 (FAO, 1977).

5.4. Juntas

El revestimiento de hormigón de los canales se construye con juntas de dos tipos: transversales para facilitar la retracción y dilatación y longitudinales para facilitar la construcción.

Las juntas transversales se disponen a una distancia del orden de 50 veces el espesor, con un máximo de 6 m, con la finalidad de permitir la retracción del fraguado y las contracciones de origen térmico; asimismo, las juntas permiten dividir longitudinalmente el canal para facilitar la construcción o acomodar asientos diferenciales. Las juntas longitudinales se utilizan para evitar el agrietamiento longitudinal irregular de los revestimientos no armados con un perímetro mayor que 9 m (los revestimientos armados no suelen necesitar juntas longitudinales, salvo en los canales muy grandes); estas juntas se suelen colocar con un espaciamiento de 2,5-5,0 m. Por otra parte, los revestimientos de hormigón no suelen llevar juntas de dilatación, excepto en los casos en que estén en contacto con una estructura fija o se hallen en otras condiciones extremas, ya que la experiencia ha demostrado que la colocación de juntas de dilatación conlleva una mayor abertura de las juntas de contracción cercanas, lo que dificulta mantener la estanqueidad (FAO, 1977).

La finalidad de la junta es permitir el desplazamiento y giro relativo de los paños de hormigón adyacentes sin que se produzcan fugas de agua hacia el terreno, para lo cual se dispone un relleno de material deformable obturando la salida del agua. Estas juntas pueden ser de varios tipos, dependiendo de la importancia del canal y de la clase del terreno de apoyo, desde una simple ranura vertical en el tercio superior del revestimiento, sellada con un mastique, hasta una junta provocada por un perfil de PVC embebido en la sección de hormigón (figura 6.11). En los canales con mayores espesores de revestimiento se suelen disponer otros tipos de junta, como los d y e de la figura 6.12.

La disposición y forma de las juntas longitudinales depende del tipo de canal y del procedimiento constructivo utilizado. En algunos canales de tamaño pequeño o medio hormigonados con máquinas de encofrados deslizante se suele construir simultáneamente la solera y los cajeros sin dejar juntas longitudinales; en general, es más frecuente construir la solera por un lado y los cajeros por otro, dejando dos

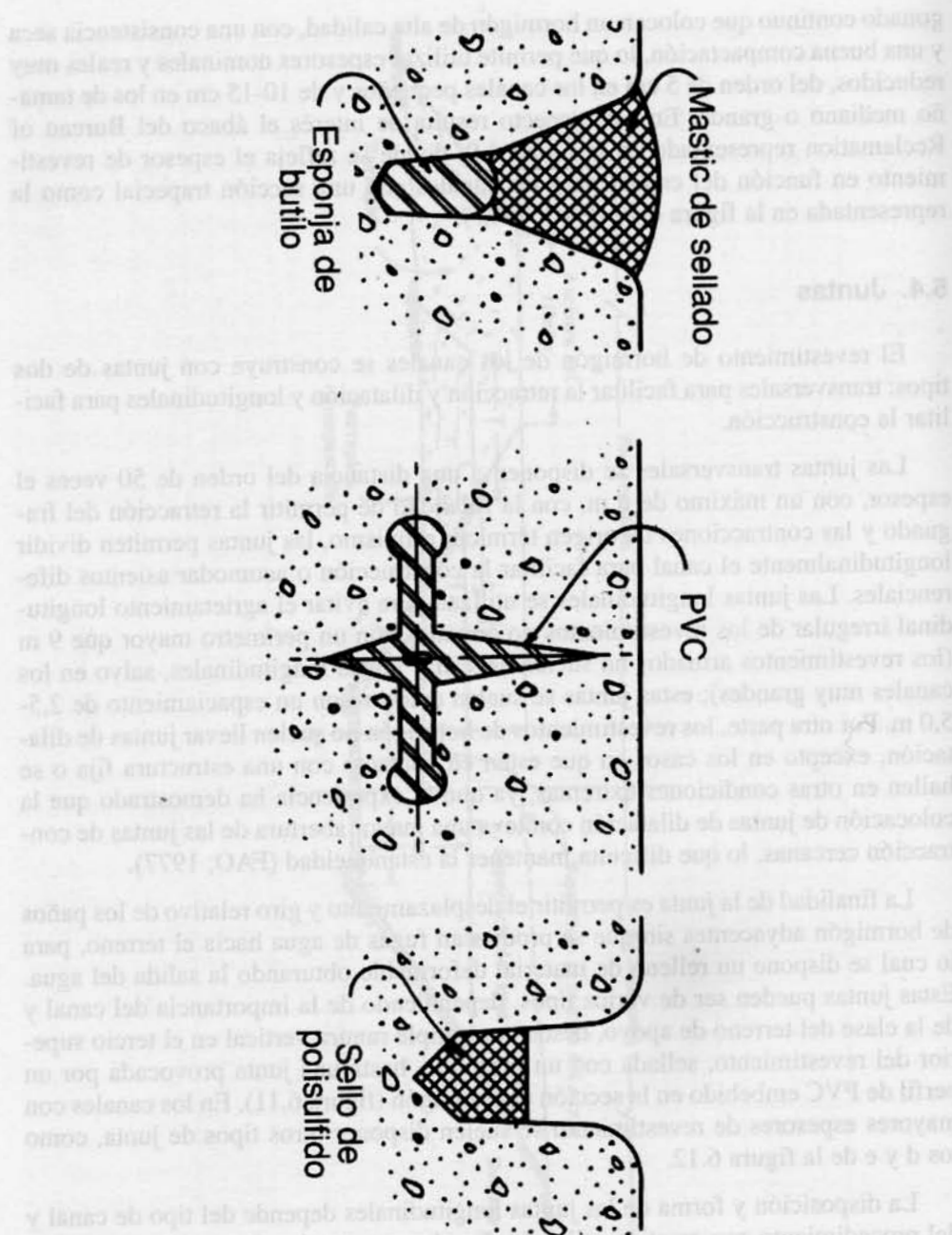


Fig. 6.11

Tipos de sello de las juntas de canales. Fuente: Bureau of Reclamation.

juntas longitudinales de configuración similar a las transversales. El hormigonado del revestimiento puede comenzar por la solera, lo que permite su utilización para facilitar el transporte, el montaje de los equipos de construcción de los cajeros y el drenaje; no obstante, es más frecuente, especialmente en los canales en tierra, hormigonar primero los cajeros para proteger los taludes de excavación y después la solera, que se construye con rapidez por ser más sencilla y tener el encofrado lateral que proporcionan los cajeros.

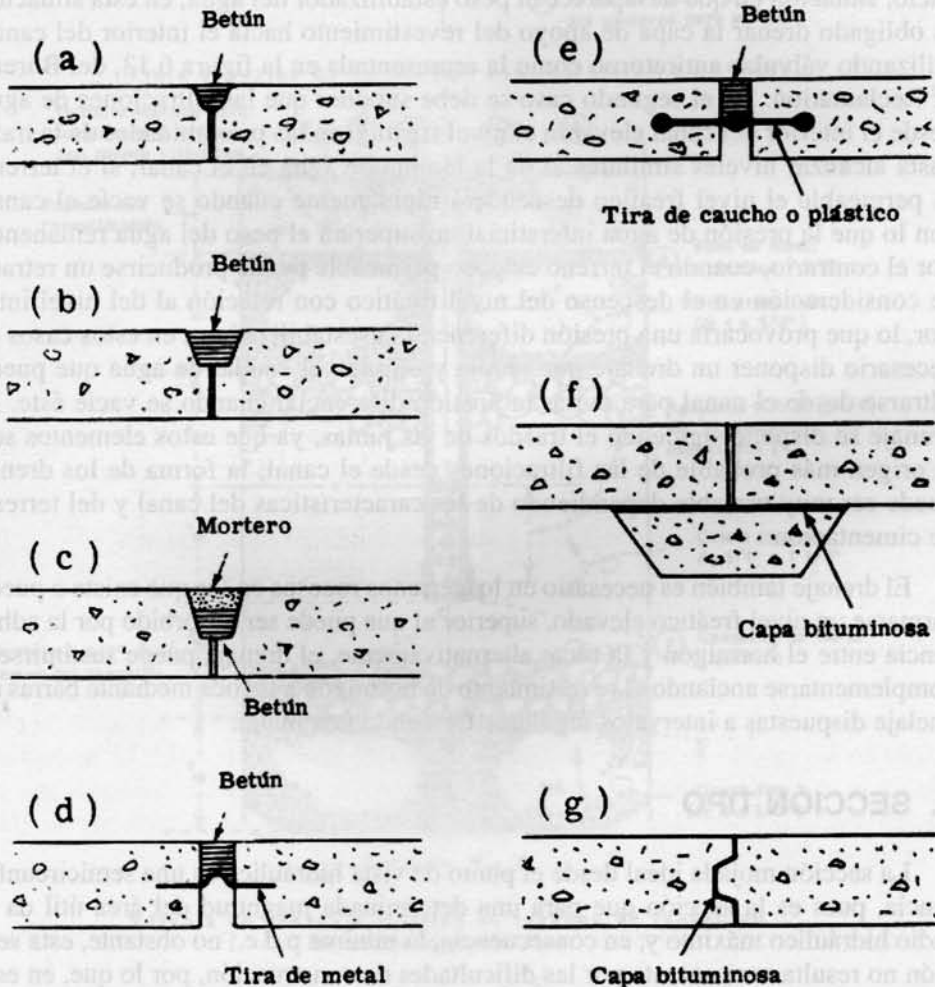


Fig. 6.12

Tipos de juntas del revestimiento de hormigón. Fuente: Bureau of Reclamation, FAO (1977).

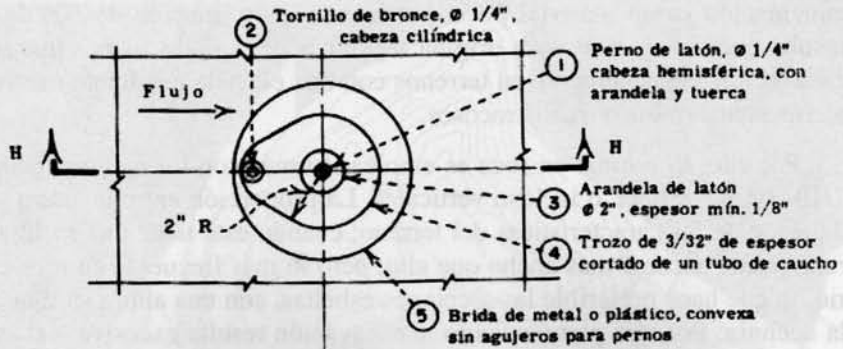
5.5. Drenaje

Si el terreno de cimentación no es permeable se debe proporcionar un drenaje que asegure la inexistencia de presiones intersticiales sobre el trasdós mayores que las que pueden ser neutralizadas por el peso propio o por la adherencia entre el hormigón y el terreno. Hay que considerar dos casos según que el nivel freático natural esté por encima o por debajo del nivel de agua en el canal; en el primer caso se tiene una presión permanente sobre el trasdós del revestimiento que debe ser tomada en consideración en su dimensionamiento, especialmente con el canal vacío, situación en que desaparece el peso estabilizador del agua; en esta situación es obligado drenar la capa de apoyo del revestimiento hacia el interior del canal, utilizando válvulas antiretorno como la representada en la figura 6.13, del Bureau of Reclamation. En el segundo caso se debe suponer que las filtraciones de agua desde el interior del canal elevarán el nivel freático en las proximidades de la traza hasta alcanzar niveles similares al de la lámina de agua en el canal; si el terreno es permeable el nivel freático descenderá rápidamente cuando se vacíe el canal, con lo que la presión de agua intersticial no superará el peso del agua remanente. Por el contrario, cuando el terreno es poco permeable puede producirse un retraso de consideración en el descenso del nivel freático con relación al del nivel interior, lo que provocaría una presión diferencial desestabilizadora; en estos casos es necesario disponer un drenaje que recoja y elimine el caudal de agua que pueda filtrarse desde el canal para evitar la presión diferencial cuando se vacíe éste. El drenaje se dispone siguiendo el trasdós de las juntas, ya que estos elementos son el origen más probable de las filtraciones desde el canal; la forma de los drenes puede ser muy variable dependiendo de las características del canal y del terreno de cimentación.

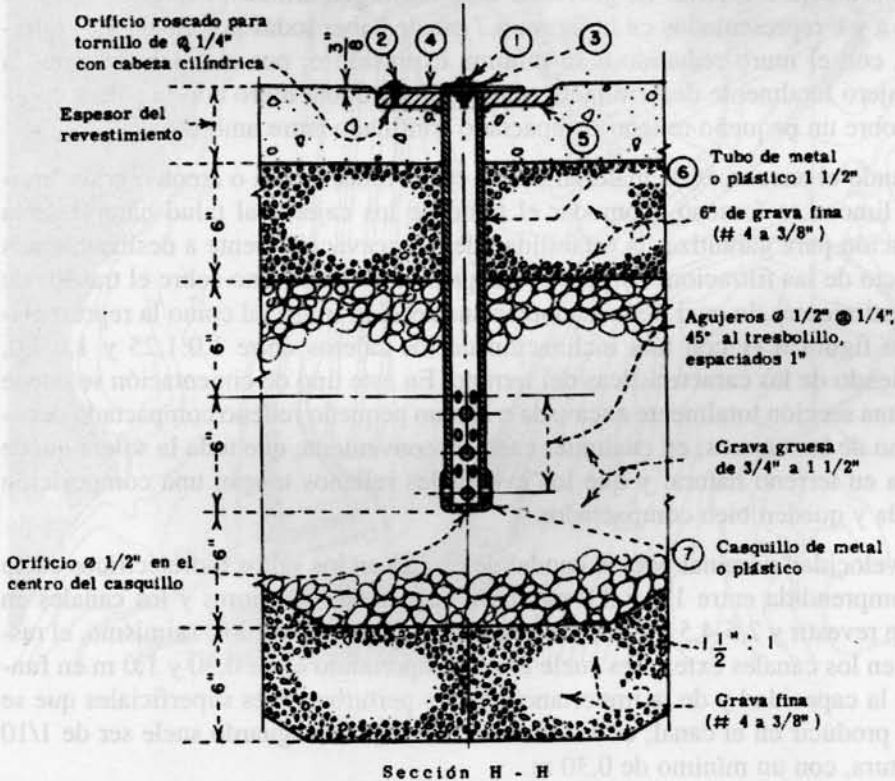
El drenaje también es necesario en los terrenos rocosos en los que existe o puede formarse un nivel freático elevado, superior al que puede ser absorbido por la adherencia entre el hormigón y la roca; alternatively, el drenaje puede sustituirse o complementarse anclando el revestimiento de hormigón a la roca mediante barras de anclaje dispuestas a intervalos regulares formando una malla.

6. SECCIÓN TIPO

La sección mojada ideal desde el punto de vista hidráulico es una semicircunferencia, pues es la sección que para una determinada magnitud del área útil da el radio hidráulico máximo y, en consecuencia, la mínima p.d.c.; no obstante, esta sección no resulta conveniente por las dificultades de construcción, por lo que, en este sentido, sería preferible una sección con paramentos planos que se aproxime a la semicircunferencia, como podría ser la formada por medio exágono regular. Sin embargo, esta sección tampoco resulta conveniente puesto que si el terreno de



Vista superior de un drenaje con válvula de charnela



Válvula de charnela y filtro en terreno de fundación de arena y grava fina

Fig. 6.13

Válvula de drenaje hacia el interior de un canal. Fuente: FAO

cimentación es un material poco consistente la inclinación de 60° de los cajeros resulta excesiva y si es roca origina secciones demasiado anchas que encarecen la excavación, especialmente en terrenos con una elevada pendiente transversal como es frecuente en los terrenos rocosos.

Por ello, lo normal en roca es emplear formas con los cajeros inclinados $2/5$ a $1/10$ con la vertical, o incluso verticales. La proporción entre la altura y la anchura depende de las características del terreno; cuando éste tiene una inclinación moderada puede hacerse más ancho que alto, pero lo más frecuente en roca es lo contrario, lo que hace preferible las secciones esbeltas, con una altura similar o superior a la anchura. Por otra parte, cuando la excavación resulta excesiva a causa de la elevada pendiente transversal, conviene sacar la traza hacia afuera, incluso disponiendo un muro cajero exterior de gravedad o de hormigón armado. Entre los tipos de sección a y c representados en la figura 6.7 puede haber todas las situaciones intermedias, con el muro reducido a su mínima expresión o, por el contrario, con un muro cajero totalmente desarrollado, o incluso con doble muro con la solera construida sobre un pequeño relleno compactado confinado entre ambos.

Cuando el terreno es de material suelto como limo, arcilla o arena o grava arcillosa o limosa es forzoso acomodar el talud de los cajeros al talud natural de la cimentación para garantizar la estabilidad de la excavación frente a deslizamientos y el efecto de las filtraciones y para evitar presiones del terreno sobre el trasdós de los revestimientos, lo cual lleva a adoptar una sección trapezoidal como la representada en la figura 6.11 con una inclinación de los cajeros entre $1,0:1,25$ y $1,0:2,0$, dependiendo de las características del terreno. En este tipo de cimentación se puede prever una sección totalmente excavada o con un pequeño relleno compactado debajo de uno de los cajeros; en cualquier caso, es conveniente que toda la solera quede apoyada en terreno natural y que los eventuales rellenos tengan una composición adecuada y queden bien compactados.

La velocidad nominal para el caudal de diseño en los saltos hidreléctricos suele estar comprendida entre $1,5$ y $3,0$ m/s para los canales exteriores y los canales en túnel sin revestir y $2,5$ - $4,5$ m/s para los canales en túnel revestidos; asimismo, el resguardo en los canales exteriores suele estar comprendido entre $0,30$ y $1,0$ m en función de la capacidad y de la importancia de las perturbaciones superficiales que se puedan producir en el canal; en los canales en túnel el resguardo suele ser de $1/10$ de la altura, con un mínimo de $0,30$ m.

7. CÁMARA DE CARGA

Los aprovechamientos hidroeléctricos alimentados con canales necesitan una cámara de carga en su extremo de aguas abajo, no sólo para facilitar el paso del régimen libre del canal al régimen presurizado de la tubería en presión, sino también

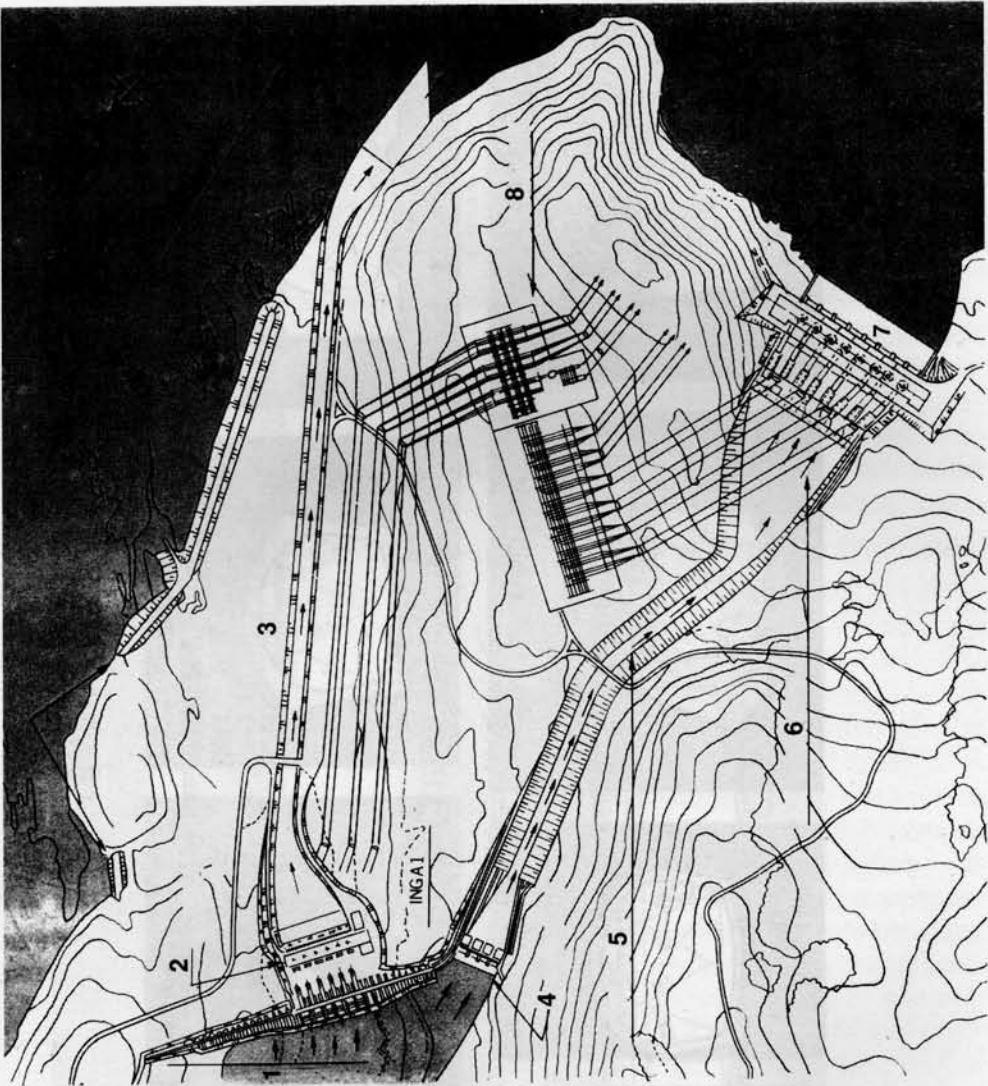


Fig. 6.14

Aprovechamiento de Inga en el río Zaire. 1 presa de Shongo, 2 Central de Shongo (Inga 1) con 6 grupos de 58,5 MW, 3 canal de descarga de 780 m³/s de capacidad, 4 toma de agua, 5 canal de aducción de 2.200 m³/s de capacidad, 6 cámara de carga, 7 central de Inga 2 con 8 grupos de 159 MW, 8 subestación. Fuente, Makunsi, 1973.

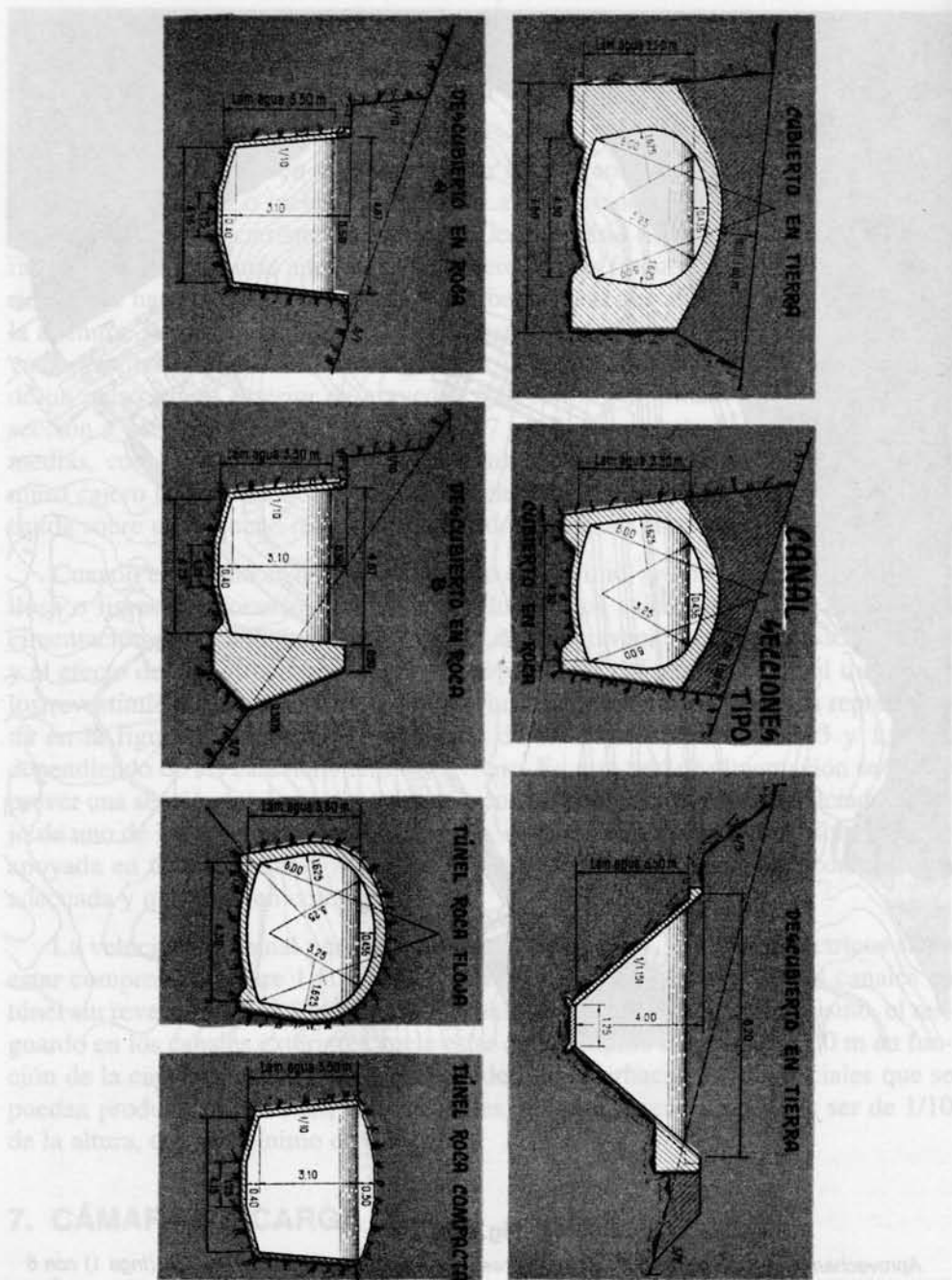
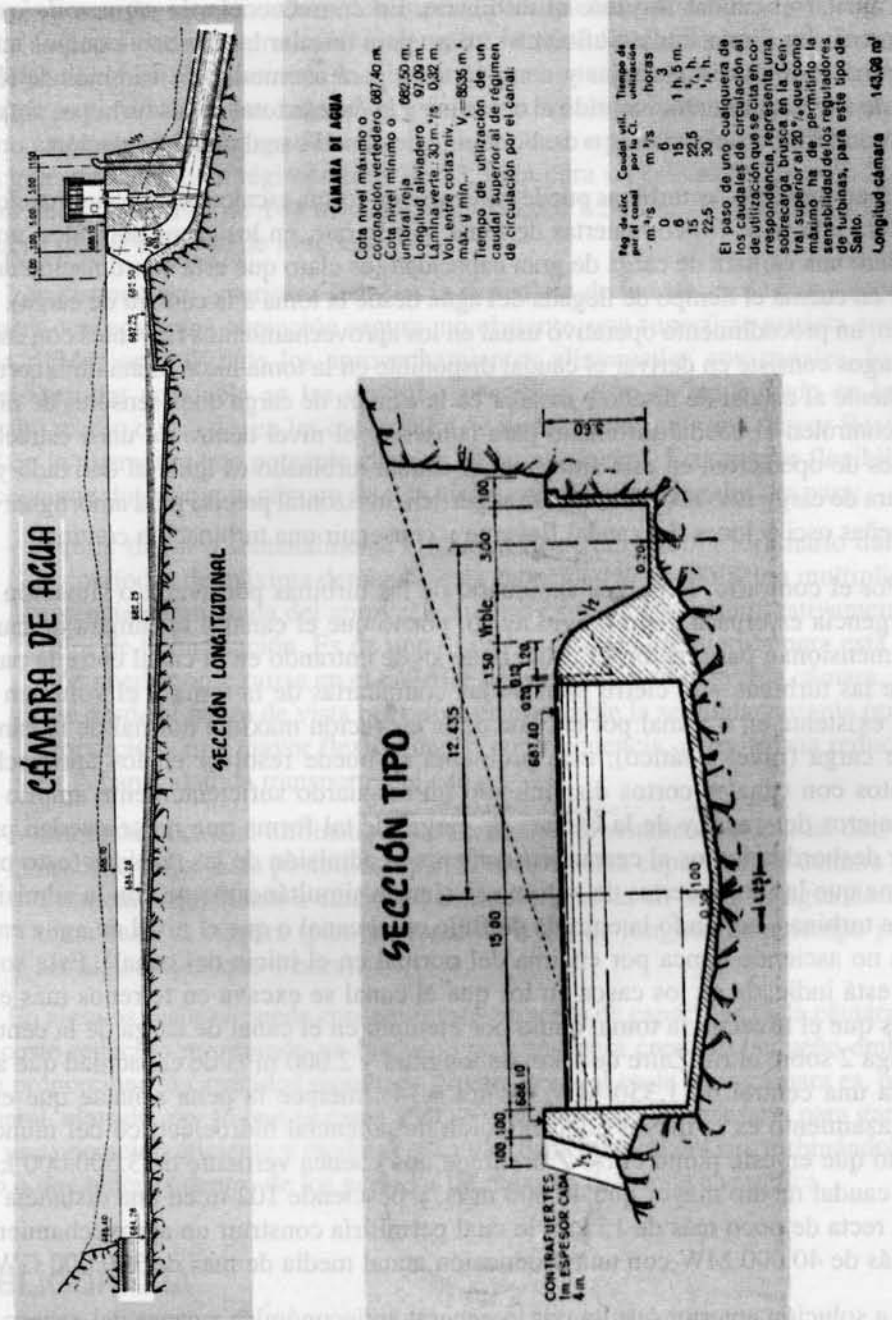


Fig. 6.15

Cámara de carga y secciones tipo del canal de aducción del salto de Montañana. Fuente: ENHER.



para ajustar el caudal fluyente al turbinado. En consecuencia, la cámara de carga debe tener las dimensiones suficientes como para instalar las tomas y equipos auxiliares como rejillas, limpiarrejillas y compuertas y para acomodar los cambios de régimen de funcionamiento, incluido el arranque y la parada total de las turbinas, sin que se produzcan perturbaciones o desbordamientos en el canal de alimentación.

El arranque de las turbinas puede realizarse en forma escalonada y coordinando su apertura con la de las compuertas de toma, por lo que, en los casos normales, no se requiere una cámara de carga de gran capacidad (es claro que esta coordinación debe tener en cuenta el tiempo de llegada del agua desde la toma a la cámara de carga). De hecho, un procedimiento operativo usual en los aprovechamientos fluyentes con canales largos consiste en derivar el caudal disponible en la toma hasta el máximo correspondiente al caudal de diseño e instalar en la cámara de carga unos sensores de nivel que controlen el caudal turbinado para conservar el nivel dentro de unos estrechos límites de operación; en esta situación, el caudal turbinado es igual al derivado y la cámara de carga solo necesita tener la superficie horizontal precisa para amortiguar las pequeñas oscilaciones del caudal fluyente y conseguir una turbinación continua.

Por el contrario, la parada accidental de las turbinas por avería o situación de emergencia es brusca y sin previo aviso, por lo que el canal y la cámara de carga se dimensionan para recibir el caudal que sigue entrando en el canal entre la parada de las turbinas y el cierre total de las compuertas de la toma y el volumen de agua existente en el canal por encima de la elevación máxima normal de la cámara de carga (nivel estático); este problema se puede resolver en los aprovechamientos con canales cortos disponiendo un resguardo suficientemente amplio en los cajeros del canal y de la cámara de carga, de tal forma que no se puedan producir desbordamientos al cerrar bruscamente la admisión de las turbinas (esto presupone que las compuertas de la toma se cierran simultáneamente con la admisión de las turbinas, cortando la entrada de flujo en el canal o que el nivel de agua en la toma no asciende nunca por encima del normal en el inicio del canal). Esta solución está indicada en los casos en los que el canal se excava en terrenos más elevados que el nivel en la toma, como por ejemplo en el canal de carga de la central de Inga 2 sobre el río Zaïre de 1 km de longitud y 2.000 m³/s de capacidad que alimenta una central de 1.350 MW (figura 6.14): merece la pena señalar que este emplazamiento es la mayor concentración de potencial hidroeléctrico del mundo, puesto que en este punto el río Zaïre tiene una cuenca vertiente de 3.500.000 km² y un caudal medio mayor que 40.000 m³/s, y desciende 102 m en una distancia en línea recta de poco más de 15 km, lo cual permitiría construir un aprovechamiento de más de 40.000 MW con una producción anual media de más de 300.000 GWh.

La solución anterior resulta por lo general antieconómica a causa del exceso de altura requerida en los cajeros y en la cámara; por ello, se acostumbra a disponer un aliviadero en la cámara de carga que elimine el exceso del caudal entrante y lo vier-

ta en la descarga; este aliviadero debe operar con una lámina vertiente pequeña para evitar la necesidad de recrecer los cajeros en la parte final del canal, por lo que se suelen utilizar aliviaderos con una longitud vertiente grande o dotados con compuertas automáticas o una batería de sifones; la solución más usual es la primera, como en la cámara de carga del salto de Montañana representado en la figura 6.15, con una conducción en régimen libre de 23,5 km para un caudal de 30 m³/s; la longitud de la cámara es de 144 m y su capacidad útil 8.500 m³, y dispone de un aliviadero lateral de 94 m de longitud.

Los dispositivos anteriores reducen la superficie de la cámara de carga requerida para conseguir una operación segura; no obstante, una superficie estricta aumenta la rigidez operativa de los aprovechamientos alimentados con canales, lo que puede resultar aceptable en las centrales pequeñas, pero es inadecuado en las de tamaño medio o grande, en las que resulta de interés conseguir una mayor flexibilidad en la operación que potencie el valor de la instalación. Esta mayor flexibilidad se consigue dotando a la cámara de una cierta capacidad de regulación para:

- regular diaria o semanalmente el caudal firme derivado y turbinarlo durante los períodos de máxima demanda; esta capacidad de modulación multiplica la potencia garantizada del aprovechamiento e incrementa significativamente el valor de la instalación. Es de notar que la capacidad requerida para esta función puede conseguirse en el embalse de cabecera o en la propia cámara, aunque desde el punto de vista operativo es preferible la segunda variante porque proporciona una mayor flexibilidad y, con frecuencia, permite una reducción en la capacidad de transporte del canal,
- aumentar el caudal turbinado sin incrementar previamente el caudal derivado desde la toma. Esta posibilidad puede requerir una capacidad de cámara relativamente importante a causa del tiempo que tarda en llegar el agua desde la toma hasta la cámara (para un canal de 8 km de longitud este tiempo puede ser algo mayor que 1 hora).

En algunos casos se puede conseguir este aumento de capacidad de la cámara con un coste reducido represando un barranco próximo para crear un pequeño embalse que proporcione la capacidad requerida. No obstante, el coste de la cámara es, por lo general, elevado, por lo que su capacidad se suele limitar a la necesaria para garantizar una operación eficiente y modular el caudal firme natural del río, turbinándolo en uno o dos bloques dentro de los períodos de máxima demanda energética.

BIBLIOGRAFÍA

- Bateman, A., et al., Rapidly varied flow as a result of hydroelectric canal operation, 1992.

- Bolinaga, J. J., Proyectos de Ingeniería Hidráulica, U. A. Bello, 1983, 1999.
- Brown, J. G., Hydro Electric Engineering Practice, 1966.
- Bureau of Reclamation, Linings for Irrigation Canals, 1963.
- Bureau of Reclamation, Canals and Related Structures, 1967.
- Bureau of Reclamation, Design of Small Canal Structures, 1974.
- Bureau of Reclamation, San Luis Unit, Technical Record of Design and Construction, 1974.
- Bureau of Reclamation, Design of Small Canal Structures, 1974.
- Chaudhry, M. H., Open Channel Flow, 1993.
- Chow, V. T., Open-channel flow, 1959.
- ENHER, Salto de Montañana, 1958.
- FAO, Revestimiento de Canales de Riego, 1977.
- Fedriani, L., Barón, E. M., Obras de tierra del salto de Castrejón, ROP, Agosto, 1967.
- French, R. H., Hidráulica de Canales Abiertos, 1988.
- Gómez Navarro, J. L., Saltos de Agua y Presas de Embalse, 1965.
- Grishin, M. M., Editor, Hydraulic Structures, 1982.
- Henderson, F. M., Open Channel Flow.
- Mahmood, K., Yevjevich, V., (editores), Unsteady Flow in Open Channels, Water Resources Publication, 1975.
- Makunsi, N., Francou, J., Inga: Le barrage de Shongo (République deu Zaïre), Travaux, 1973.
- Montes, S., Hydraulics of Open Channel Flow, ASCE, 1988.
- Mosonyi, E., Water-Power Developments, Vol. 1, 1987.
- Vallarino, E., Obras Hidráulicas, 1998.
- Wylie, E. B., Streeter, V. L., Fluid transients, 1983.
- Wylie, E. B., Streeter, V. L., Fluid transients in systems, 1993.
- Zipparo V. J., Hasen, H., Editores, Davis' Handbook of Applied Hydraulics, 1993.

Túneles en presión

1. INTRODUCCION

Los túneles o galerías en presión son el procedimiento más extendido para transportar el caudal a turbinar desde la toma hasta el arranque de la tubería en presión; este procedimiento tiene un coste unitario más elevado que el de un canal a cielo abierto de la misma capacidad, pero con frecuencia es el único viable y, en cualquier caso, ofrece ventajas operacionales que, por lo general, superan el inconveniente del mayor coste de construcción. Entre estas ventajas cabe destacar por su importancia las siguientes:

- permite el aprovechamiento del tirante de embalse situado por encima del nivel mínimo de operación, cosa que resulta impracticable con un canal,
- controla automáticamente el caudal derivado, ya que el túnel presurizado y la chimenea de equilibrio dan una respuesta inmediata a las variaciones de la demanda que se traduce en la variación automática del caudal derivado para ajustarlo al requerido,
- libera el trazado de la topografía lo que, con frecuencia, lo convierte en la única solución viable y, en cualquier caso, permite acortar la longitud de la conducción o conseguir un esquema de desarrollo más eficiente,
- no produce impactos visuales sobre el paisaje ni afecta a los movimientos de los animales sobre la superficie del terreno; por el contrario, los canales a cielo abierto producen un impacto visual significativo y constituyen una barrera para el movimiento sobre el terreno,

- no requiere expropiaciones ni afecta a las vías de comunicación o instalaciones existentes.

En consecuencia, la solución en canal a cielo abierto o subterráneo suele quedar restringida a los aprovechamientos con centrales fluyentes alimentadas desde una presa de derivación o a los túneles de descarga de las centrales subterráneas equipadas con turbinas Pelton; en los casos restantes es preferible la aducción en presión, cuyas características diferenciales más salientes con las conducciones en canal en régimen libre son:

- la toma está sumergida en el embalse, excepto si la presa es de derivación, en cuyo caso se dispone una cámara de carga aguas abajo de la toma o, de existir, del desarenador,
- la rasante de la conducción puede situarse en cualquier posición por debajo de la línea piezométrica mínima, en lugar de paralela y próxima a la misma, como en el caso de los canales,
- en el extremo de aguas abajo de la conducción se dispone una chimenea de equilibrio en sustitución de la cámara de carga típica de los aprovechamientos con aducción en canal; asimismo, a diferencia de los esquemas con canal, la chimenea de equilibrio no necesita aliviadero.

Los túneles hidráulicos plantean problemas geotécnicos o constructivos similares a los suscitados por la construcción de otro tipo de túneles, como los carreteros o los de ferrocarril; por ello, en lo que sigue no se entra en el análisis de este tipo de problemas, sino que se considerarán exclusivamente los aspectos relacionados específicamente con la finalidad hidráulica del túnel, especialmente de los túneles en presión, como las peculiaridades del trazado, el diseño del revestimiento, etc.. Los aspectos no considerados pueden consultarse en los textos especializados como: Cornejo (1988), Jiménez Salas (1980), Hoek y Brown (1980), López Jimeno (1996 y 1998), Szechy (1970) y Petri (1987).

2. ESTADO TENSIONAL DE UN MACIZO ROCOSO

Las tensiones naturales en un punto de un macizo rocoso están ocasionadas por (B. Nilsen, 1993):

- las fuerzas gravitacionales,
- la topografía del terreno,
- fuerzas de origen tectónico,
- esfuerzos residuales.

que se analizan someramente en lo que sigue.

2.1. Fuerzas gravitatorias

En un macizo ideal con una superficie horizontal indefinida se tiene una tensión vertical en cada punto equivalente al peso de la roca suprayacente, es decir:

$$\sigma_z = \rho \cdot g \cdot z = \gamma \cdot z$$

donde ρ y γ son la densidad y el peso específico de la roca que compone el macizo y σ_z es la tensión vertical. En un macizo elástico y homogéneo con un coeficiente de Poisson ν , esta compresión vertical origina unas tensiones de compresión horizontales de:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu^2} \cdot \sigma_z \quad (1)$$

Suponiendo un coeficiente de Poisson de 0,25, normal en los macizos rocosos, se tendría que la presión horizontal es del orden de un tercio de la presión vertical. No obstante, los esfuerzos horizontales inducidos por las fuerzas gravitatorias son solo una pequeña parte de los totales, por lo cual, con frecuencia, el esfuerzo horizontal es sustancialmente mayor que el valor anteriormente calculado suponiendo un macizo perfectamente elástico con una superficie del terreno horizontal.

2.2. Efecto de la topografía

Los terrenos no horizontales afectan a la distribución de las tensiones naturales, especialmente en las proximidades de los valles escarpados o profundos; en esta situación el esfuerzo principal mayor, que es vertical en zonas alejadas de la superficie, se inclina progresivamente al acercarse a la ladera del valle, hasta disponerse paralelo a la superficie del terreno, mientras que el esfuerzo principal menor, perpendicular al anterior, va reduciéndose hasta llegar a anularse junto a la ladera (figura 7.1).

2.3. Esfuerzos tectónicos

La historia geológica del macizo, y especialmente los accidentes tectónicos como fallas, plegamientos, levantamientos, etc., tienen una marcada influencia sobre la distribución de las tensiones naturales. Por esta causa, la tensión horizontal puede ser mucho más elevada, o incluso errática, que la correspondiente a las fuerzas gravitatorias y a los efectos topográficos, especialmente en puntos situados a poca profundidad, como es el caso de las zonas interesadas por los túneles hidroeléctricos. Como ejemplo, en la figura 7.2 se presenta el valor de la relación $k = \sigma_x / \sigma_z$

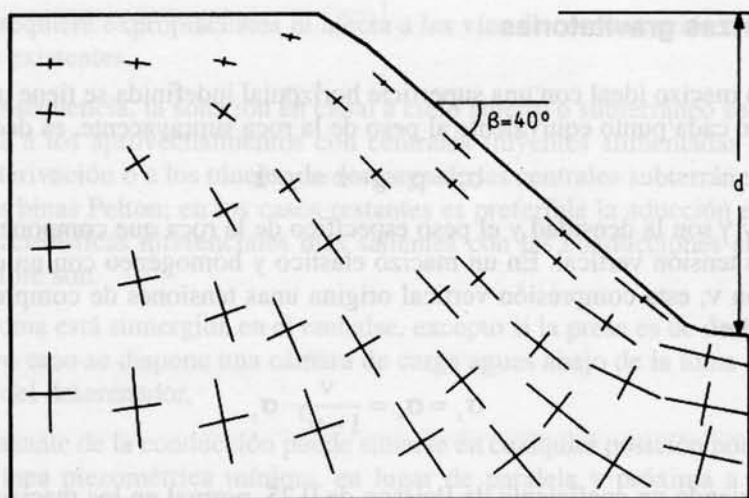


Fig. 7.1

Efecto valle. Fuente: Nilsen y Thisdeman (1993).

de numerosas mediciones efectuadas en diversas partes del mundo, donde se comprueba que, para profundidades menores de 1000 m, la tensión horizontal es frecuentemente mayor que la tensión vertical. Igualmente, la heterogeneidad del terreno no tiene una influencia significativa sobre la distribución de las tensiones naturales, motivando variaciones aparentemente erráticas.

2.4. Efectos residuales

Son los efectos relacionados con causas que actuaron durante las etapas preliminares de la formación del macizo rocoso, como las debidas a las tensiones térmicas durante el proceso de enfriamiento y solidificación o la preconsolidación ocasionada por capas suprayacentes posteriormente desaparecidas por la erosión. Las tensiones verticales anormalmente elevadas en relación con la profundidad suelen estar ocasionadas por este tipo de efecto.

3. DISTORSIÓN DEL ESTADO TENSIONAL

La apertura de una cavidad en un macizo provoca una distorsión de las tensiones naturales, ya que crea una superficie con tensión nula donde anteriormente existía un estado tensional radicalmente diferente; si el macizo es homogéneo e isótropo y tenía una distribución tensional de tipo hidrostático ($\sigma = \sigma_v = \sigma_H = \text{cte.} = \gamma \cdot z$)

se tendría, para el caso de una cavidad circular de radio a , unas tensiones radiales y tangenciales a una distancia r del centro de:

$$\sigma_r = \sigma \cdot (1 - a^2/r^2); \quad \sigma_t = \sigma \cdot (1 + a^2/r^2)$$

En la periferia de la cavidad circular, para $r = a$, se produce una tensión radial nula y una tensión tangencial igual al doble de la tensión natural. No obstante, los macizos rocosos suelen tener una fuerte anisotropía, por lo que la magnitud de la tensión tangencial varía a lo largo de la periferia de la cavidad, alcanzando sus valores máximos en los puntos con tangente paralela a la dirección principal σ_1 , y los valores mínimos en los puntos con tangente perpendicular. En la figura 7.3 se representa la distribución de los esfuerzos tangenciales para relaciones de las tensiones naturales σ_1/σ_3 de 1 (es decir, en un macizo isótropo como el anteriormente consi-

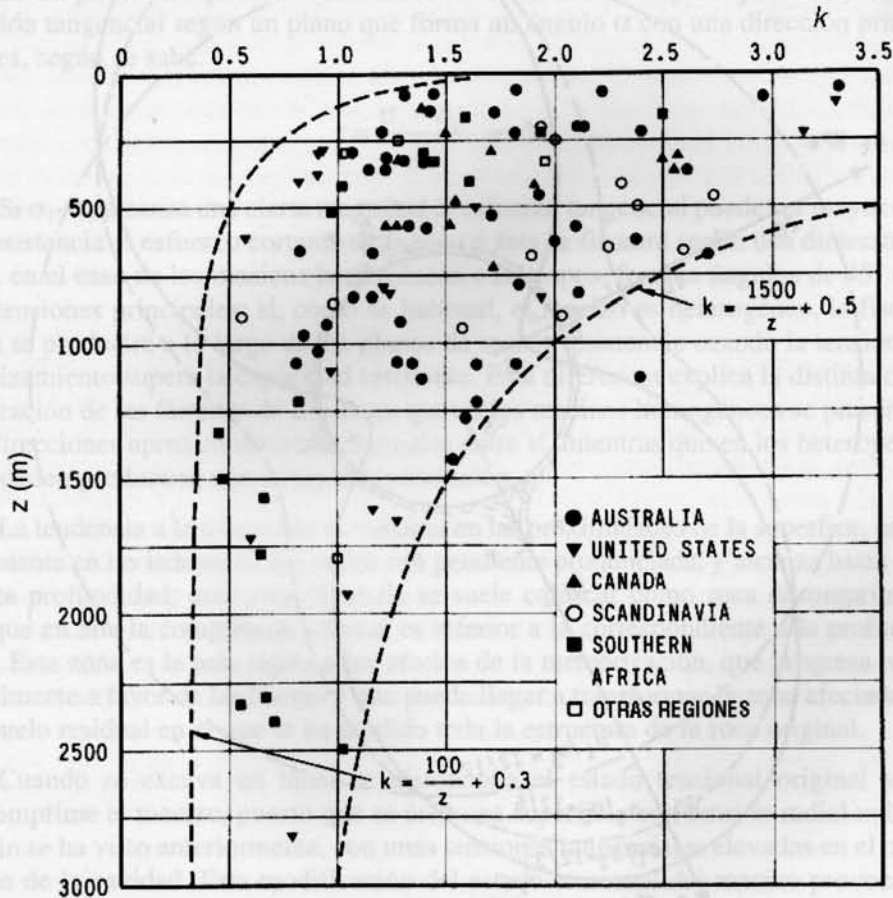


Fig. 7.2

Variación de la relación entre las tensiones horizontales y las verticales (factor k). Fuente: Hoek y Brown (1980).

derado), 2 y 4. En esta figura se representa la σ_t en forma polar, tomando como 0 el contorno de la cavidad y señalando los puntos con tensiones tangenciales elevadas y con tensiones tangenciales bajas, incluso negativas. Cuando $\sigma_1 > \sigma_3$ se producen en el contorno de la cavidad zonas diametralmente opuestas con tensiones tangenciales altas, que cuando superan la resistencia de la roca provocan su fracturación, agrietándose según superficies paralelas al contorno. Este agrietamiento puede provocar en rocas muy duras sometidas a tensiones naturales elevadas el desprendimiento brusco y violento de lascas, acompañado de ruidos que lo asemejan a una explosión;

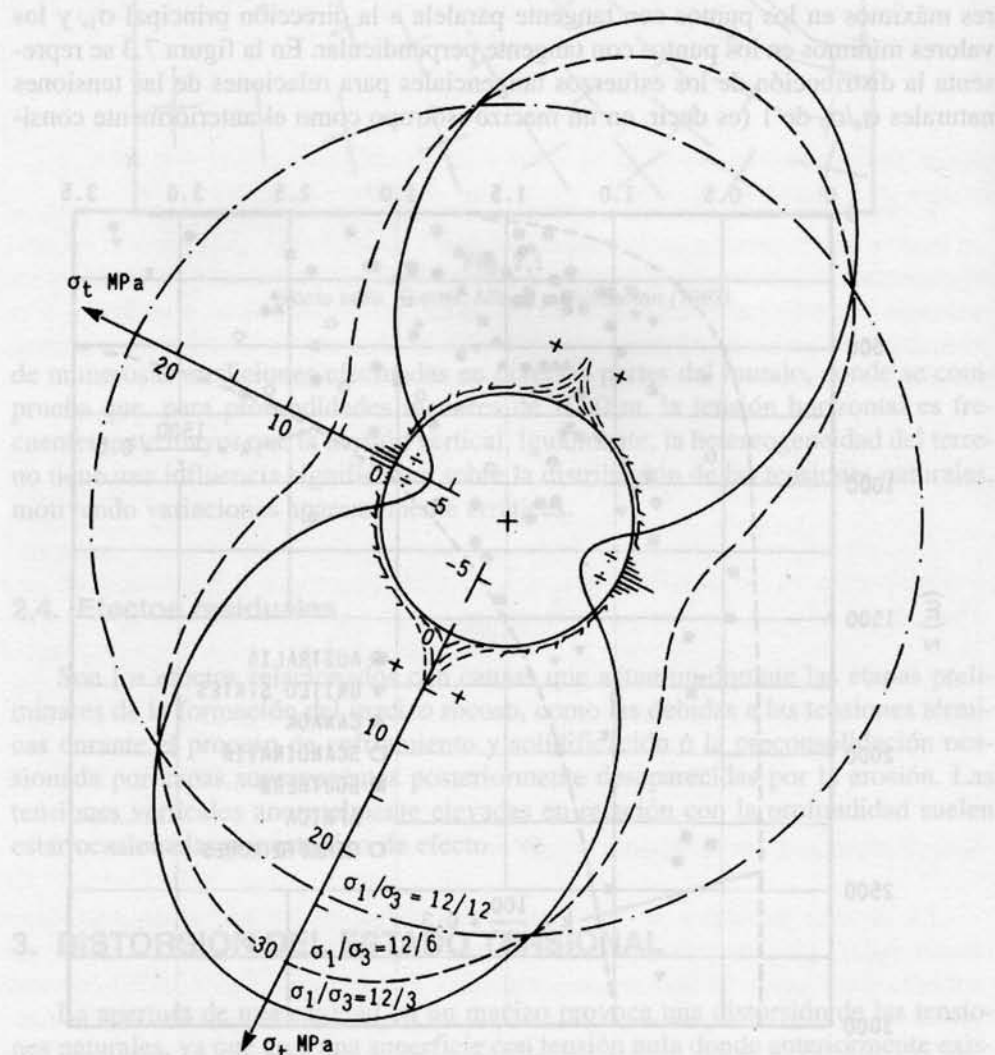


Fig. 7.3

Tensiones alrededor de una cavidad (macizo anisótropo). Fuente: Nilsen y Thisdeman (1993).

en rocas más blandas no se producen estallidos sino una deformación progresiva del contorno de la cavidad que, con tensiones naturales elevadas, puede alcanzar varias decenas de cm. Esta situación es típica de los túneles con una cobertura vertical muy alta, como por ejemplo, el túnel de trasvase de Maule en Chile, que en el cruce de la divisoria llega a tener más de 1300 m de cobertura vertical (R. Fernández, 1981). Asimismo, este fenómeno se produce en terrenos con menor cobertura pero con tensiones naturales elevadas, como es el caso de los granitos del Duero en la zona de Aldeadávila (R. de Celis, et al, 1988)

4. DECOMPRESIÓN

En un punto cualquiera del macizo rocoso con tensiones principales σ_1 y σ_3 , la tensión tangencial según un plano que forma un ángulo α con una dirección principal es, según se sabe:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \text{sen} 2\alpha$$

Si $\sigma_1 - \sigma_3$ alcanza una cierta magnitud el esfuerzo tangencial puede ser mayor que la resistencia al esfuerzo cortante de la roca y ésta se fisurará según dos direcciones que, en el caso de los macizos homogéneos e isótropos, forman ángulos de 45° con las tensiones principales; si, como es habitual, el macizo es heterogéneo, la fisuración se producirá a lo largo de los planos de menor resistencia cuando la tensión de deslizamiento supere la capacidad resistente. Esta diferencia explica la distinta configuración de las familias de diaclasas que en los macizos homogéneos se presentan en direcciones aproximadamente normales entre sí, mientras que en los heterogéneos pueden producirse con cualquier orientación.

La tendencia a la fisuración es máxima en las proximidades de la superficie, especialmente en las laderas de los valles con pendiente pronunciada, y alcanza hasta una cierta profundidad; esta zona fisurada se suele calificar como roca decomprimida porque en ella la compresión vertical es inferior a la correspondiente a la profundidad. Esta zona es la más sujeta a los efectos de la meteorización, que progresa principalmente a favor de las fisuras y que puede llegar a transformar la zona afectada en un suelo residual en el que se ha perdido toda la estructura de la roca original.

Cuando se excava un túnel se distorsiona el estado tensional original y se decomprime el macizo, puesto que se crea una superficie con tensión radial nula y, según se ha visto anteriormente, con unas tensiones tangenciales elevadas en el contorno de la cavidad. Esta modificación del estado tensional del macizo provoca el reajuste de las líneas de igual presión, que descienden de nivel provocando un esponjamiento en las isobaras superiores y una densificación de las inferiores; este reajuste del estado tensional progresa lentamente, produciéndose deformaciones

hacia el interior de la cavidad y, si las tensiones son lo suficientemente elevadas, la formación de fisuras y grietas y la rotura del terreno. Si la roca decomprimida se mantiene bien no resulta necesario sostenerla y puede quedar sin protección hasta la construcción del revestimiento; si por el contrario, la decompresión conduce a deformaciones excesivas o a un estado excesivamente debilitado, es necesario sostener la excavación para impedir la iniciación o el progreso de la rotura.

5. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

El trazado y diseño de un túnel exige la realización de levantamientos geológicos y de investigaciones geotécnicas detalladas, con la finalidad de precisar las características geomecánicas del terreno a lo largo de las trazas alternativas en consideración; estos levantamientos e investigaciones deben proporcionar la información requerida para seleccionar la traza más adecuada y, posteriormente, completar el diseño del túnel, evaluando los problemas constructivos, el sostenimiento provisional requerido y el revestimiento final de la sección. Las características principales a cuantificar son: naturaleza de la masa rocosa, definición de las discontinuidades (fallas, estratos, esquistosidad, etc), características geomecánicas (resistencia, abrasividad, deformabilidad, etc.), tensiones naturales, profundidad de la meteorización, niveles freáticos, grado de anisotropía, etc..

Dada la variabilidad propia de los macizos rocosos y el desarrollo lineal de los túneles se requiere, especialmente en los túneles grandes o con una presión de diseño elevada, o en los situados en terrenos con una geología compleja, un estudio geológico y geotécnico detallado para evaluar adecuadamente las condiciones reales del proyecto; la finalidad de estas investigaciones y levantamientos es, según se ha mencionado, primero la selección de la traza más adecuada y, una vez elegida, caracterizarla definiendo los parámetros de interés para completar el diseño de construcción. Esta caracterización se suele plasmar clasificando los terrenos interesados por la obra con una metodología definida y estructurada; los dos sistemas de clasificación más usados en la actualidad son: el sistema RMR (Rock Mass Rating) y el método NGI o sistema Q (Quality), el primero desarrollado por Bieniawski en África del Sur y el segundo por Barton del Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ambos en la primera mitad de la década de los 70.

La descripción y análisis de las investigaciones de campo, el alcance de los estudios geológicos, la clasificación de las rocas y el diseño geotécnico del túnel quedan fuera del alcance de un texto como el presente; no obstante, sí conviene poner de manifiesto la importancia de estas labores, puesto que una traza mal seleccionada o un diseño inapropiado puede provocar un alargamiento del plazo de ejecución y unos sobrecostos considerables. En este sentido merece la pena resaltar las posibilidades de los procedimientos modernos de investigación, como el análisis espectral

de ondas superficiales (AEOS ó SASW en la terminología inglesa), por el momento limitadas a reconocimientos superficiales, y las diagrfías de perforación de los sondeos mecánicos (M. Martín, 1990), así como la necesidad de prolongar el control geotécnico durante la construcción, registrando las características geológicas y geotécnicas de la traza excavada y realizando las mediciones precisas para determinar la deformabilidad de la sección. Asimismo, las pruebas de campo para medir el estado tensional del terreno son de gran importancia para conseguir un adecuado dimensionamiento del sostenimiento provisional y del revestimiento de los túneles y pozos en presión; con este propósito se utilizan principalmente dos procedimientos: sobretestigo («overcoring») y rotura hidráulica. El primer procedimiento se basa en perforar un taladro de diámetro grande hasta el punto seleccionado, y en el fondo de éste un segundo taladro más pequeño de unos 30 cm de profundidad, en cuyo interior se instala una celda de medición adherida firmemente a las paredes; posteriormente se reperfora con el diámetro inicial y se extrae el testigo en cuyo interior se dispuso la celda de medición. Este proceso libera las tensiones naturales induciendo unas deformaciones que se registran con la celda de medición y que, conociendo las características elásticas del material, permiten deducir las tensiones naturales del terreno en el punto ensayado; obviamente, el ensayo solo puede medir el estado tensional en el plano normal a la perforación, por lo que suele ser necesario realizar ensayos según dos planos perpendiculares, siguiendo las direcciones supuestas de las tensiones principales.

La prueba de rotura hidráulica se basa en aislar un tramo de perforación e inyectar agua con presiones crecientes hasta provocar la rotura de la roca que rodea la parte del taladro ensayado, lo que da una indicación de la resistencia del terreno a la rotura hidráulica; midiendo la presión de agua y el caudal filtrado se puede estimar la tensión de compresión mínima del punto ensayado.

6. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

El procedimiento de excavación del túnel tiene una acusada influencia sobre el trazado y la configuración general del proyecto; por ello, en lo que sigue se analizan brevemente las características diferenciales de los dos procedimientos más utilizados en la excavación de los túneles hidráulicos: mediante explosivos y por medios mecánicos con máquinas topadoras (otros equipos mecánicos como rozadoras o escudos no son habituales en la excavación de los túneles hidroeléctricos).

6.1. Explosivos

El ciclo de excavación mediante explosivos tiene tres fases bien diferenciadas: perforación, disparo y extracción de escombros. La perforación se realiza usualmen-

te por percusión, utilizando martillos perforadores hidráulicos montadas en un carrerón móvil de uno o varios brazos; los equipos modernos tienen dispositivos de colocación automática de los martillos y alcanzan velocidades de perforación muy altas, mayores que 1 m/s en perforaciones de 45 mm de diámetro. La perforación y posterior disparo se organiza para conseguir una tasa de avance elevada y un contorno de la excavación próximo al nominal de diseño, pero sin dejar proyecciones de roca que penetren en la línea teórica de excavación; dada la violencia del proceso y la necesidad de evitar proyecciones de roca es inevitable un exceso de excavación sobre la nominal, que suele oscilar entre 10 y 15 cm en las formaciones homogéneas de buena calidad y 15-25 o más cm en roca estratificada de calidad media o baja.

Con este procedimiento se puede excavar cualquier tipo de sección: circular, en herradura, en U invertida, etc., aunque por razones constructivas las dos primeras siempre se excavan con una parte de la solera horizontal. El número y profundidad de las perforaciones depende del diámetro de la excavación; el número de perforaciones es del orden de dos por cada m² (una sección de 40 m² requiere unas 70 perforaciones); los equipos modernos replantean automáticamente las perforaciones de acuerdo con un plan de tiro establecido en función de las características del terreno y de la sección tipo de excavación; asimismo, estos equipos garantizan el paralelismo de las perforaciones, lo que ha permitido incrementar la longitud de los taladros, que suele ser algo mayor que el diámetro en las secciones pequeñas de hasta 16 m² y del orden de 5-6 m, dependiendo de la manejabilidad de los equipos, en las secciones medias o grandes (Mendaña, 1990); el consumo de explosivos depende de la sección, siendo del orden de 4 kg/m³ para túneles de menos de 10 m², de 2 kg/m³ para túneles medios (30 m² de sección) y 1,5 kg/m³ para los túneles grandes.

Una vez cargados, los barrenos se explosionan en forma controlada, se ventila el frente para eliminar el polvo y los gases tóxicos, se sanea el tramo recién excavado, se instala el sostenimiento provisional y se procede a extraer los escombros. La elección del equipo para la carga y transporte depende en gran medida de la sección, longitud y pendiente del túnel; el escombros de los túneles cortos (hasta 400-500 m) puede extraerse con palas tipo LHD («Load, Haul and Dump»), mientras que en los túneles más largos hay que organizar un sistema de transporte que, en las secciones pequeñas de menos de 16 m², tiene que ser forzosamente sobre carriles y en las grandes (más de 40 m²) con equipos sobre neumáticos, utilizando palas cargando directamente sobre camiones volquete; para secciones entre 16 y 40 m² se suele utilizar este mismo equipo y construir nichos para facilitar la carga y el transporte.

La pendiente longitudinal del túnel está condicionada por el procedimiento de transporte elegido, ya que no debe superar el 2 % con transporte sobre carriles o el 11 % con transporte sobre neumáticos. En ocasiones conviene excavar uno o más tramos con una pendiente mayor, del 15-25 % y extraer los escombros con una pala

LHD, con la finalidad de bajar la rasante; este puede ser el caso de los túneles en presión sin chimenea de equilibrio, como el de Cat Arm en Canadá, de 2,8 km de longitud y una sección sin revestir de 5,6x5,6 m, que alimenta una central de 127 MW y 380 m de salto neto con dos TP; la aducción de este proyecto carece de chimenea de equilibrio por lo que se resolvió construir dos tramos de túnel con una pendiente del 18-20 % con la finalidad de evitar pozos para ganar el desnivel de más de 300 m entre la toma y la central (Humphries, 1988). Los túneles de sección grande se excavan por etapas, excavando primero la semisección superior y luego la inferior o perforando una galería de avance y ensanchando la sección en función de la calidad

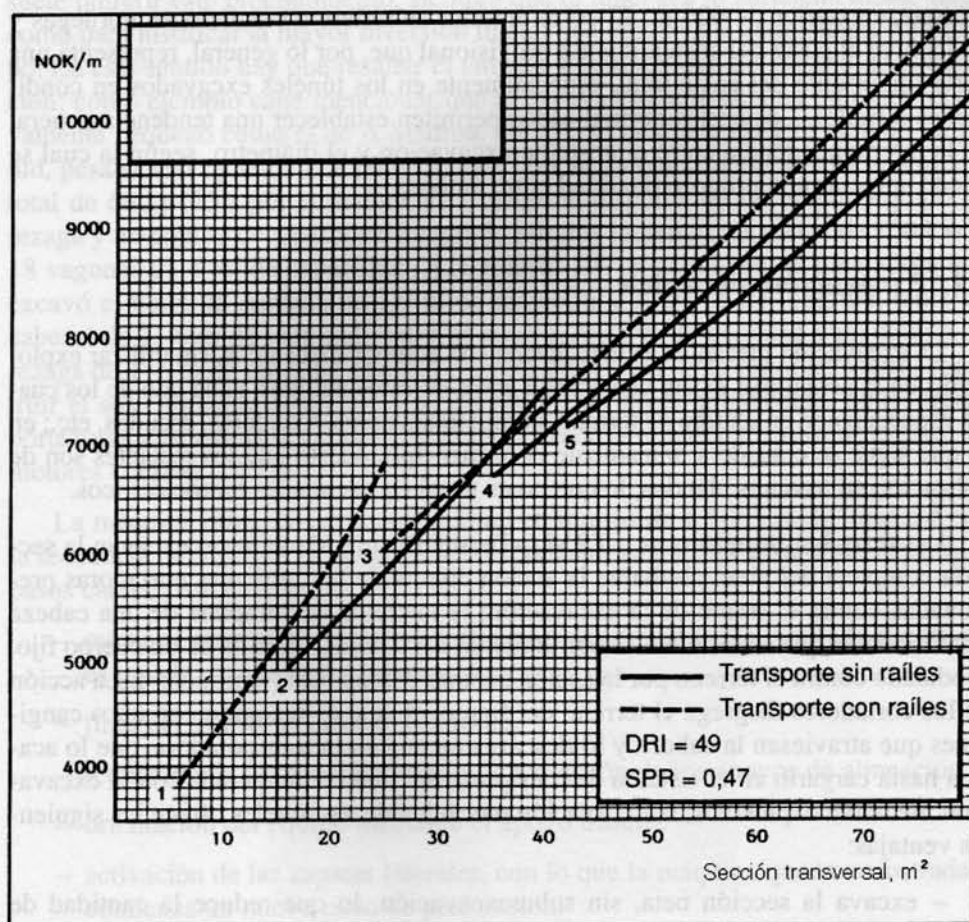


Fig. 7.4

Curvas de costo normalizado. 1 Haggloader, 2, 3 y 4 crgadora sobre ruedas, 5 excavadora. Fuente: Nilsen y Thisdeman (1993).

de la roca. Los rendimientos medios del proceso de excavación de un túnel son muy variados en función de la sección, de las características geológicas, de la presencia de agua, de los medios en operación y del número de turnos; por lo general, la tasa media de avance está comprendida entre 100 m/mes para condiciones difíciles y más del doble cuando las condiciones son favorables. El coste de la excavación es, asimismo, muy variado en función del tamaño de la sección y de las dificultades del terreno; estas últimas tienen un peso significativo, pues unas condiciones desfavorables implican sobrecostes que multiplican varias veces el coste normal en condiciones favorables. En este sentido, son de interés las curvas normalizadas estudiadas por el NGI que se presentan en la figura 7.4, basadas en un túnel de 3 km de longitud, con unas condiciones medias de perforación y disparo y una distancia de transporte exterior de 600 m. El coste anterior se refiere a condiciones noruegas y no incluye el coste del sostenimiento provisional que, por lo general, representa una parte importante del coste total, especialmente en los túneles excavados en condiciones difíciles. Los costes normalizados permiten establecer una tendencia general de la interdependencia entre el coste de excavación y el diámetro, según la cual se puede apreciar una proporcionalidad entre ambos.

6.2. Excavación mecánica

La excavación mecánica es la realizada con equipos mecánicos, sin utilizar explosivos; en la actualidad existe una amplia gama de estos equipos, cada uno de los cuales especializado en un tipo de terreno, como: tuneladoras, rozadoras, escudos, etc.; en lo que sigue se considera únicamente el primer tipo, puesto que los restantes son de aplicación en terrenos blandos, lo que no es usual en los túneles hidroeléctricos.

Las máquinas tuneladoras o TBM («Tunnel Boring Machines») excavan la sección completa del túnel mediante la acción directa de herramientas cortadoras presionadas contra el frente de la excavación; la máquina se compone de una cabeza giratoria en la que se instalan las herramientas cortadoras, seguida de un cuerpo fijo, acodado contra el terreno por la acción de zapatas extensibles («grippers»). La acción de los cortadores disgrega el terreno del frente, el cual es recogido con unos cangilones que atraviesan la cabeza y lo descarga en una cinta transportadora, que lo acarrea hasta cargarlo en el sistema de transporte del túnel. Comparada con la excavación mediante explosivos, la excavación mecánica de los túneles ofrece las siguientes ventajas:

- excava la sección neta, sin sobreexcavación, lo que reduce la cantidad de escombros a extraer y el volumen de hormigón del revestimiento a colocar,
- el túnel queda con una superficie regular, lo que representa una ventaja sustancial en los túneles hidráulicos no revestidos,

- la perturbación del macizo rocoso en el entorno de la sección excavada es mínima, lo que reduce la cuantía del sostenimiento provisional requerido,
- la tasa de avance media es muy superior, lo que permite reducir significativamente el plazo de ejecución o eliminar ataques intermedios,
- las condiciones de trabajo son menos penosas, con una menor frecuencia de accidentes.

Estas ventajas superan, por lo general, a los inconvenientes de una mayor inversión inicial, un plazo más largo para el suministro y montaje de la los equipos y una menor adaptabilidad ante eventuales cambios geológicos en la traza; por ello, se suele preferir este procedimiento, siempre que el túnel sea lo suficientemente largo como para justificar la mayor inversión inicial que conlleva la adquisición del equipo. En este sentido hay que resaltar el tamaño y complejidad del equipo de excavación; como ejemplo cabe mencionar que la excavadora utilizada en un túnel relativamente pequeño como el de A Madroa, de 3,20 m de diámetro y 6,5 km de longitud, pesaba 150 t y tenía una potencia de 750 kW, lo que proporcionaba un empuje total de 600 t (25 t por cortador); esta máquina disponía de un amplio equipo de rezaga y un equipo de transporte integrado por dos locomotoras diesel de 150 kW y 18 vagones de 4 m³ de capacidad (A. Becerril, 1991); asimismo, la tuneladora que excavó el túnel de Amlach de 3,9 m de diámetro y 13,5 km de longitud, tenía un cabezal de 11,6 m de longitud, 150 t de peso y 700 kW de potencia y un equipo de rezaga de 145 m de longitud con dispositivos para: instalar la pieza de solera, construir el sostenimiento provisional de bulones y hormigón proyectado, cintas transportadoras y filtros de polvo para manejar el escombros, taller y centro de control de motores (Janzon, 1987).

La máquina tuneladora excava el túnel en tramos de 1,5-2,5 m de longitud con la secuencia de actividades representada esquemáticamente en la figura 7.5, y cuyos pasos característicos son:

- máquina arriostrada con las zapatas laterales presionando contra la superficie excavada: comienza la perforación,
- final del avance del tramo perforado,
- retracción de las zapatas laterales y activación de los apoyos de alineación,
- orientación del equipo mediante el apoyo trasero,
- activación de las zapatas laterales, con lo que la máquina queda arriostrada y comienza un nuevo ciclo de perforación.

Los escombros se extraen con equipo sobre carriles hasta diámetros de excavación de 6 m, lo que requiere pendientes longitudinales inferiores al 2 %; en este caso resulta conveniente disponer una pieza prefabricada en la solera que sirva para suje-

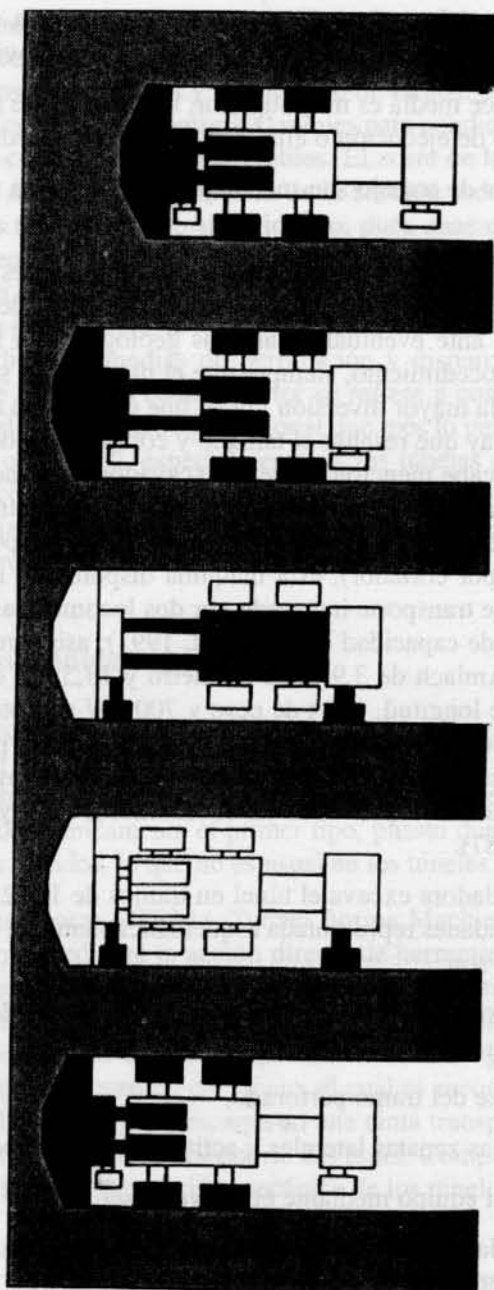


Fig. 7.5

Esquema del proceso de excavación con una tuneladora. Fuente: EYCOSSA INTERNACIONAL-WIRTH.

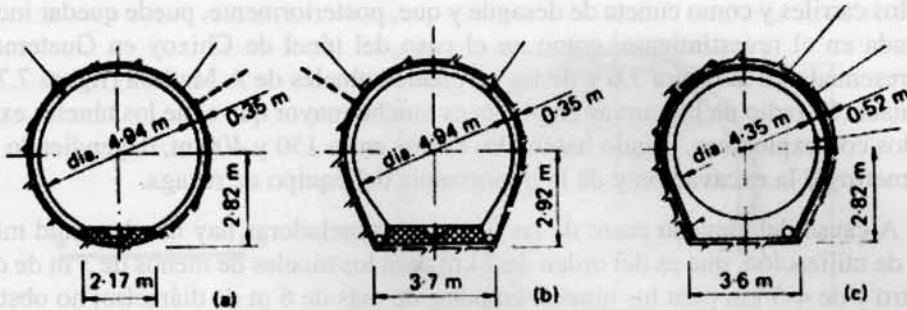


Fig. 7.6

Secciones tipo del túnel de Chixoy. a excavación con TBM, sostenimiento con hormigón proyectado y bulones y revestimiento de hormigón parcialmente armado, b excavación convencional, sostenimiento con hormigón proyectado y gunita y revestimiento de hormigón parcialmente armado, c excavación convencional, sostenimiento con cerchas y revestimiento de hormigón con blindaje de acero. Fuente: Gysel (1987).

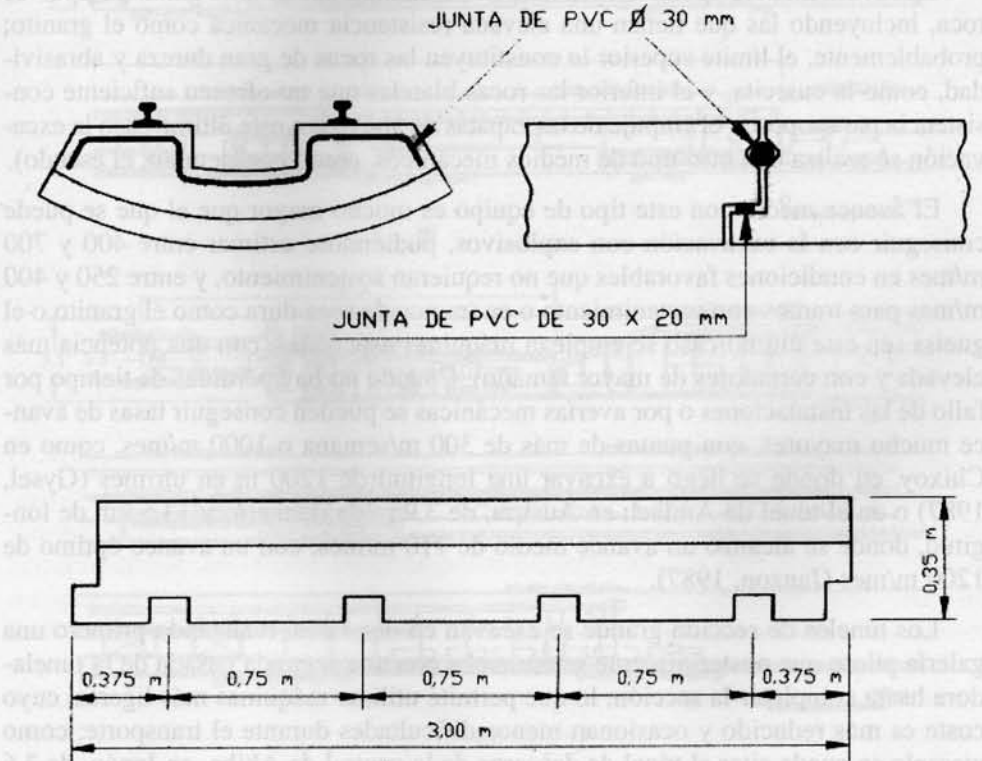


Fig. 7.7

Pieza de solera del túnel de A Madroa. Fuente: Dragados (1991).

tar los carriles y como cuneta de desagüe y que, posteriormente, puede quedar incorporada en el revestimiento, como en el caso del túnel de Chixoy en Guatemala, representado en la figura 7.6 y de los ya citados túneles de A Madroa (figura 7.7) y Amlach. El radio de las curvas en planta es mucho mayor que el de los túneles excavados con explosivos, siendo habituales radios entre 150 y 400 m, dependiendo del diámetro de la excavación y de la importancia del equipo de rezaga.

A causa del elevado coste de las máquinas tuneladoras hay una longitud mínima de utilización, que es del orden de 2 km para los túneles de menos de 3 m de diámetro y de 4-5 km para los túneles grandes, de más de 6 m de diámetro; no obstante, existe un mercado bastante extenso de máquinas usadas, especialmente con los diámetros más frecuentes, entre 3,5 y 6,0 m, por lo que es posible utilizar este tipo de equipo con longitudes más cortas que las mencionadas. Por otra parte, la utilización de las máquinas tuneladoras permite acometer tramos largos sin ataques intermedios, lo que facilita la organización de los trabajos y permite ahorrar accesos intermedios o galerías de ataque con su equipamiento correspondiente.

En la actualidad es posible excavar con tuneladora una amplia gama de tipos de roca, incluyendo las que tienen una elevada resistencia mecánica como el granito; probablemente, el límite superior lo constituyen las rocas de gran dureza y abrasividad, como la cuarcita, y el inferior las rocas blandas que no ofrecen suficiente consistencia para soportar el empuje de las zapatas de apoyo (en este último caso la excavación se realiza con otro tipo de medios mecánicos, como por ejemplo, el escudo).

El avance medio con este tipo de equipo es mucho mayor que el que se puede conseguir con la excavación con explosivos, pudiéndose estimar entre 400 y 700 m/mes en condiciones favorables que no requieran sostenimiento, y entre 250 y 400 m/mes para tramos con sostenimiento o en tramos de roca dura como el granito o el gneiss (en este último caso se emplean máquinas especiales, con una potencia más elevada y con cortadores de mayor tamaño). Cuando no hay pérdidas de tiempo por fallo de las instalaciones o por averías mecánicas se pueden conseguir tasas de avance mucho mayores, con puntas de más de 300 m/semana o 1000 m/mes, como en Chixoy, en donde se llegó a excavar una longitud de 1200 m en un mes (Gysel, 1987) o en el túnel de Amlach en Austria, de 3,9 m de diámetro y 13,5 km de longitud, donde se alcanzó un avance medio de 710 m/mes, con un avance óptimo de 1200 m/mes (Janzon, 1987).

Los túneles de sección grande se excavan en dos fases, realizando primero una galería piloto que posteriormente se ensancha con una segunda pasada de la tuneladora hasta completar la sección, lo que permite utilizar máquinas más ligeras, cuyo coste es más reducido y ocasionan menos dificultades durante el transporte; como ejemplo se puede citar el túnel de descarga de la central de Akiha, en Japón, de 3,6 km de longitud y 7,1 m de diámetro, que se excavó en dos pasadas con una máquina WIRTH; en la figura 7.8 se representa la sección del túnel y un corte de la máqui-

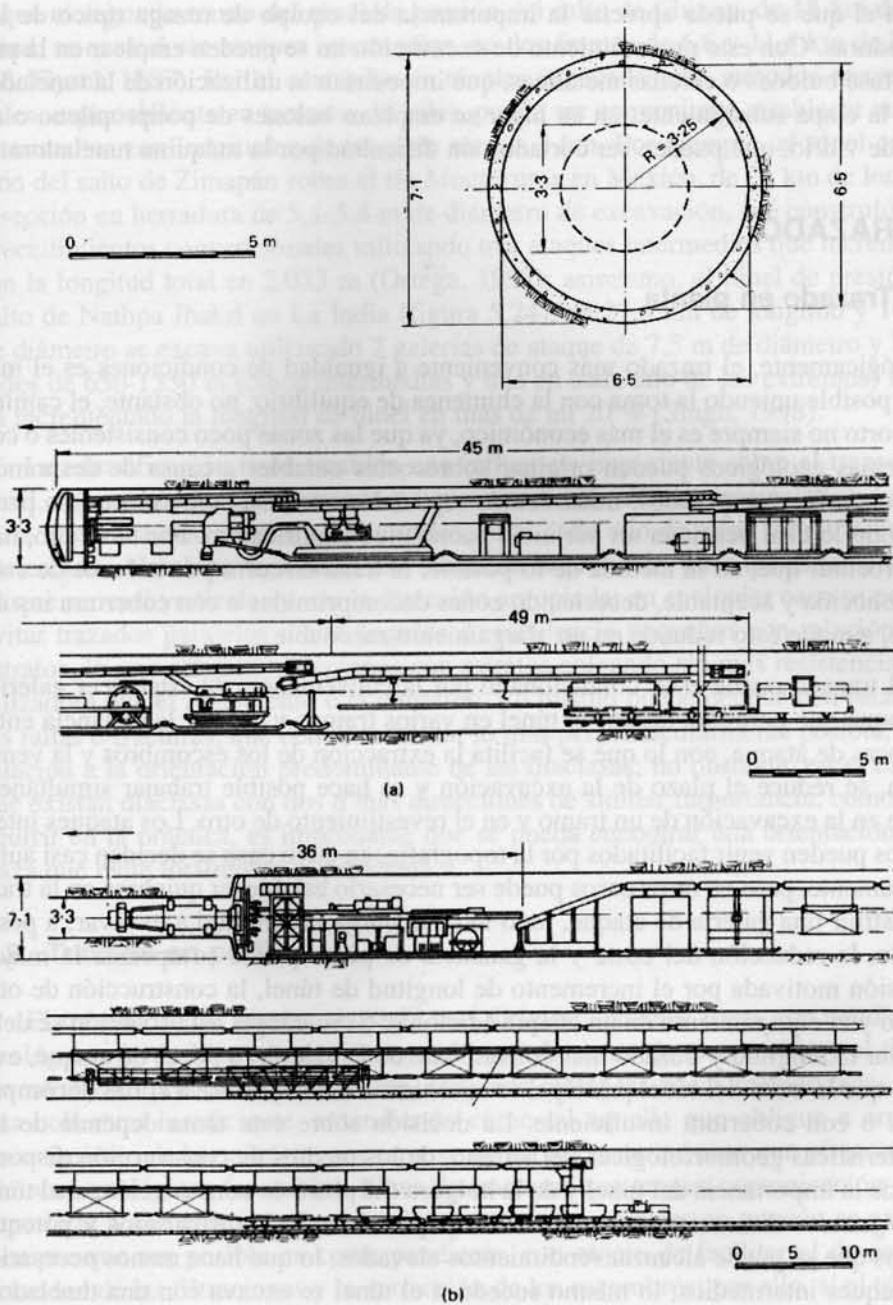


Fig. 7.8

Túnel de Akiha. (a) perforación piloto, (b) segunda pasada de ensanche. Fuente: WP&DC, Noviembre, 1989.

na, en el que se puede apreciar la importancia del equipo de rezaga típico de las tuneladoras. Con este procedimiento de excavación no se pueden emplear en la primera fase bulones o cerchas metálicas, que impedirían la utilización de la tuneladora en la etapa subsiguiente; en su lugar se emplean bulones de polipropileno o de fibra de vidrio, que pueden ser cortados sin dificultad por la máquina tuneladora.

7. TRAZADO

7.1. Trazado en planta

Lógicamente, el trazado más conveniente a igualdad de condiciones es el más corto posible uniendo la toma con la chimenea de equilibrio; no obstante, el camino más corto no siempre es el más económico, ya que las zonas poco consistentes o con problemas geológicos pueden originar sobrecostos notables a causa de desprendimientos, refuerzos pesados, tratamientos especiales, etc., así como retrasos o paradas, todo lo cual ocasiona un perjuicio económico significativo. Por todo ello, hay que procurar que, en la medida de lo posible, la traza discurra por terrenos de calidad conocida y aceptable, desechando zonas decomprimidas o con cobertura insuficiente, aunque ésto redunde en un alargamiento razonable.

El trazado puede estar condicionado por la conveniencia de establecer galerías de ataque que permitan dividir el túnel en varios tramos y acortar la distancia entre las bocas de ataque, con lo que se facilita la extracción de los escombros y la ventilación, se reduce el plazo de la excavación y se hace posible trabajar simultáneamente en la excavación de un tramo y en el revestimiento de otro. Los ataques intermedios pueden venir facilitados por la topografía, en cuyo caso se deciden casi automáticamente, pero en otros casos puede ser necesario establecer quiebros en la traza y construir una galería de ataque, todo lo cual alarga la longitud a excavar; a pesar de ello, la reducción del coste y la ganancia de plazo puede compensar la mayor inversión motivada por el incremento de longitud de túnel, la construcción de otro acceso y el equipamiento de un ataque adicional. Si se adopta esta solución se debe estudiar la longitud y trazado más conveniente de la galería (o pozo) de ataque, evitando que la traza del túnel principal se aproxime excesivamente a zonas decomprimidas o con cobertura insuficiente. La decisión sobre este tema depende de las características geomorfológicas del terreno, de los medios de construcción disponibles, de la importancia del túnel y de la holgura del plazo de construcción; si el túnel es de grandes dimensiones contará con equipos de trabajo sofisticados y potentes con los que se puede alcanzar rendimientos elevados, lo que hace menos necesarios los ataques intermedios; lo mismo sucede si el túnel se excava con una tuneladora que permite conseguir elevadas tasas de avance, lo que resta interés a los ataques intermedios, aún con longitudes mayores que 5-6 km; como ejemplo se puede citar que el túnel de Amlach, de 13,5 km de longitud, se excavó desde el portal de salida

y que el segundo tramo del túnel de presión del salto de Chixoy, de 18 km de longitud, se excavó sin ataques intermedios, en dos frentes de 6,6 y 11,4 km de longitud (Gysel, 1987). Por el contrario, en túneles excavadas con métodos convencionales, especialmente en terrenos difíciles, puede ser conveniente establecer ataques intermedios con longitudes de túnel de menos 3 km. Por ejemplo, el túnel en presión del salto de Zimapán sobre el río Moctezuma en México, de 21 km de longitud y sección en herradura de 5,1-5,4 m de diámetro de excavación, fué construído con procedimientos convencionales utilizando tres ataques intermedios que incrementaron la longitud total en 2.033 m (Ortega, 1992); asimismo, el túnel de presión del salto de Nathpa Jhakri en La India (figura 5.24), de 27,4 km de longitud y 10,5 m de diámetro se excava utilizando 7 galerías de ataque de 7,5 m de diámetro y longitudes de 650-1350 m (cinco intermedias y una en cada uno de los extremos) lo que ha incrementado la longitud de túnel en más de un 20 % (Singh, 1998).

La estratificación tiene también una influencia importante sobre el trazado del túnel, especialmente si es acusada y hay estratos más débiles intercalados; lo ideal sería una traza casi normal a los estratos, pues cada uno de ellos formaría un arco sustentador. No obstante, esta es una situación improbable, pues los estratos tendrían que ser casi verticales y con la dirección apropiada; en cualquier caso se procura evitar trazados paralelos o con ángulos de incidencia pequeños con relación a los estratos, lo que originaría secciones con estratos colgando sin más resistencia estabilizadora que el rozamiento o la cohesión. Lo mismo puede decirse con relación a las fallas o fracturas, que conviene cruzar lo más perpendicularmente posible, y con relación a la orientación predominante de las diaclasas; no obstante, en el caso de que existan diaclasas con dos o más direcciones de similar importancia, como suele ocurrir en la práctica, es improbable que se pueda encontrar una orientación de la traza que evite totalmente el problema.

7.2. Trazado en perfil

El trazado de los túneles en perfil está dirigido a afectar zonas con condiciones geológicas favorables en relación con el procedimiento de excavación y el tipo de revestimiento previstos; por un lado, conviene evitar las zonas meteorizadas o con una cobertura insuficiente, entendiendo como tal aquella que obligue a armar el revestimiento de hormigón y, por otro, se deben interesar terrenos que ofrezcan condiciones geológicas favorables, libres de fracturas que tengan comunicación con la superficie a una cota inferior a la piezométrica. Los túneles en presión se excavan siempre que sea posible en contrapendiente, con objeto de facilitar el drenaje por gravedad de las filtraciones y la extracción de los escombros; por ello, si el túnel se excava desde un solo frente, se comienza por el extremo de aguas abajo hacia la toma y, si tiene más de una boca de ataque, se suele adoptar un perfil en forma de dientes de sierra, situando los arranques en los puntos bajos y progresando en con-

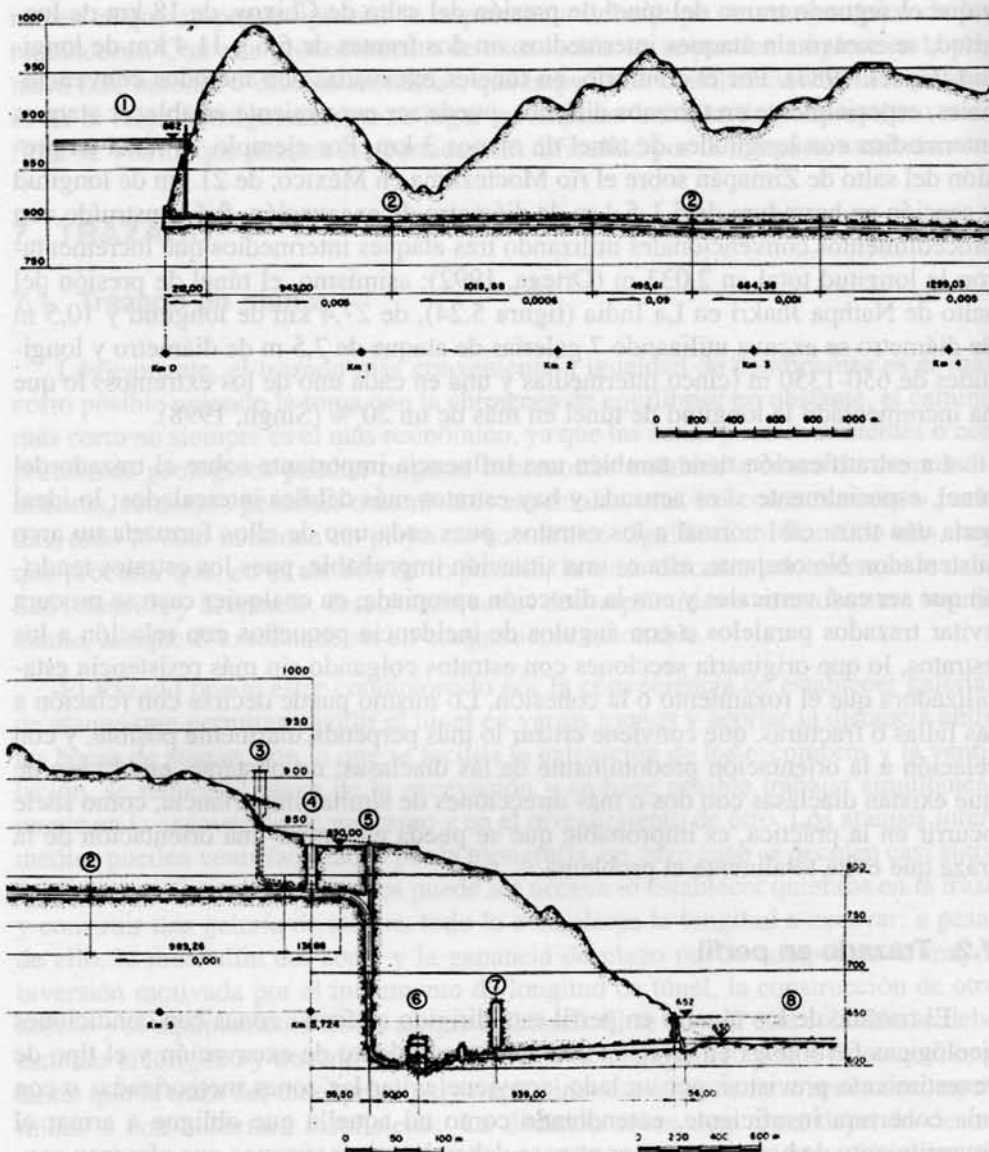


Fig. 7.9

Túnel de Las Portas. (1) embalse de Las Portas, (2) galerías de ataque, (3) chimenea de equilibrio superior, (4) válvula mariposa, (5) pozo en presión, (6) central, (7) chimenea de equilibrio inferior, (8) embalse de Bao. Fuente: del Campo (1973).

trapendiente hacia los puntos altos. Como ejemplo de lo anterior se puede citar el túnel del salto de Las Portas de 6 m de diámetro y 5650 m de longitud representado en la figura 7.9, que se excavó mediante explosivos en un terreno difícil utilizando tres ataques intermedios.

Los túneles deben tener un trazado que afecte sólo zonas con tensiones naturales mayores que la presión interna, con la finalidad de evitar el peligro de una rotura hidráulica del terreno con formación de grietas que ocasionen elevadas pérdidas de agua; en ausencia de información sobre la magnitud de las tensiones naturales se puede estimar la cobertura mínima requerida utilizando los criterios tradicionales de evaluación basados en la magnitud de la cobertura sobre el túnel; estos criterios han ido modificándose a lo largo del tiempo a tenor de los accidentes ocurridos en túneles en operación como consecuencia de una cobertura insuficiente, desde el criterio primitivo que juzgaba suficiente para soportar las presiones interiores la existencia de un peso suprayacente superior a la presión máxima interior,

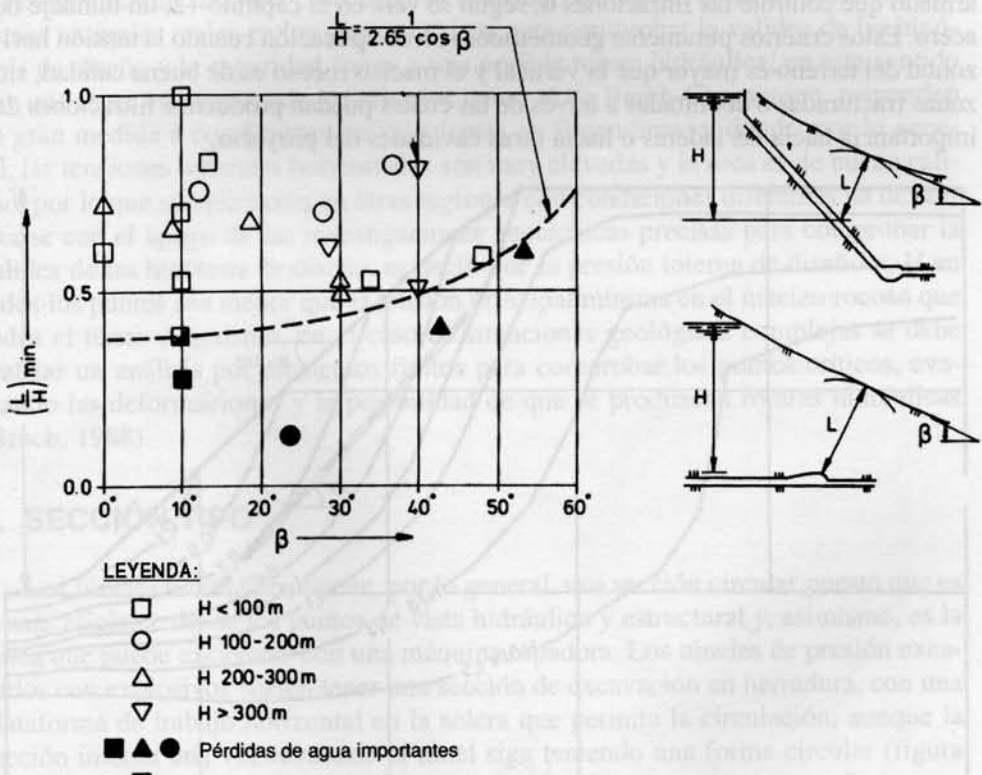


Fig. 7.10

Cobertura necesaria en pozos y túneles sin revestimiento. (L) distancia mínima del pozo a la superficie del terreno, (H) presión estática interior. Fuente: Broch (1982).

hasta el propuesto en 1971 por Bergh-Christensen y Dannary, que tomaba en consideración la densidad y la inclinación del terreno, y que se puede expresar como:

$$L > \frac{\gamma_w \cdot H}{\gamma_r \cdot \cos \beta}$$

donde γ_w y γ_r son el peso específico del agua y del terreno, h y H son la profundidad y la presión en m, L es la distancia más corta entre el túnel y el terreno y β es el ángulo que forma la ladera con la horizontal (E. Broch, 1984 y 1985). En la figura 7.10 se representa esta expresión particularizada para un peso específico del terreno de 2,65 t/m³, junto con los puntos representativos de túneles y pozos de presión no revestidos con y sin problemas de fugas de agua; asimismo, el NGI ha estudiado este problema por elementos finitos, produciendo gráficos como el de la figura 7.11 que facilitan el prediseño de los túneles y pozos de presión. La cobertura vertical debe ir acompañada por una cobertura horizontal suficiente, que tradicionalmente se evalúa en el doble de la vertical. Con coberturas menores es necesario un revestimiento de hormigón armado que controle las filtraciones o, según se verá en el capítulo 12, un blindaje de acero. Estos criterios puramente geométricos son de aplicación cuando la tensión horizontal del terreno es mayor que la vertical y el macizo rocoso es de buena calidad, sin zonas fracturadas o debilitadas a través de las cuales puedan producirse filtraciones de importancia hacia las laderas o hacia otras cavidades del proyecto.

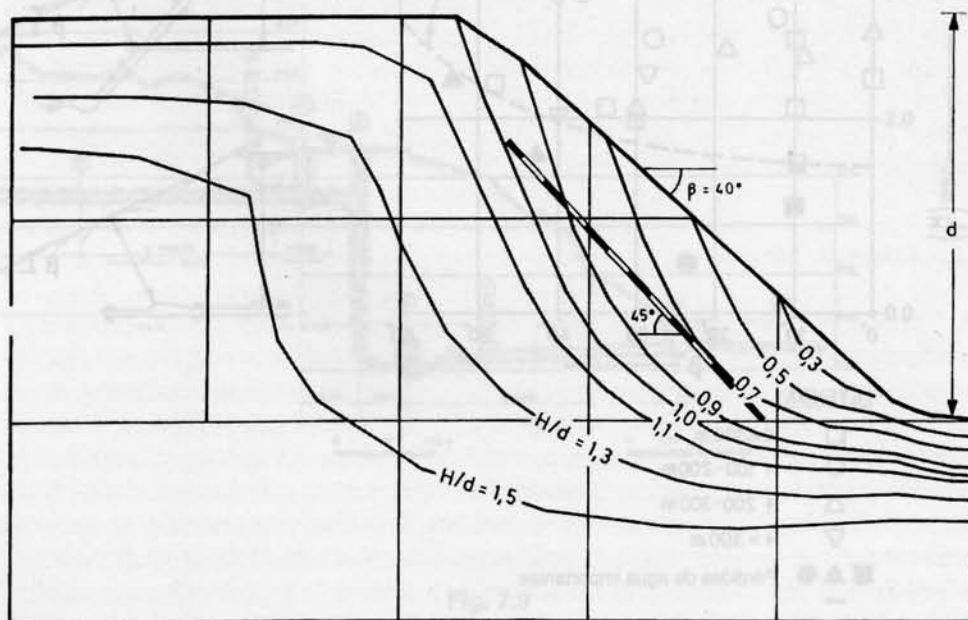


Fig. 7.11

Gráfico tipo para el diseño de pozos sin revestimiento. Fuente: Broch (1982).

En terrenos de inferior calidad hay que aplicar criterios más conservadores, ya que las eventuales filtraciones concentradas que se produzcan pueden poner en peligro la estabilidad de las laderas y, en cualquier caso, tienen un coste económico muy elevado; en este sentido, Deere (1983) presenta varios casos de túneles en presión con revestimientos de hormigón en masa o armado, construídos en terrenos volcánicos (tres casos) y en areniscas y lutitas con un bajo módulo de deformación (un caso), en los que se produjeron fugas importantes de agua por rotura hidráulica a causa de la insuficiente cobertura vertical o lateral; sobre la base de éstas y otras experiencias similares, Deere propone para este tipo de terrenos problemáticos que se extienda el blindaje hasta un punto donde la cobertura vertical sea igual a $0,8.H$ y la lateral a $2,0.H$ y el revestimiento de hormigón armado hasta una cobertura vertical de $1,30.H$ y lateral $3,0.H$.

Para aplicar estos criterios no se utiliza el perfil longitudinal real del terreno a lo largo de la traza, sino un perfil corregido, obtenido regularizando las curvas de nivel para eliminar las zonas salientes que se suponen meteorizadas y que no colaboran a la resistencia. En cualquier caso, una vez excavado el túnel es esencial medir las tensiones naturales reales en los puntos críticos para comprobar la validez de las hipótesis de diseño y la seguridad frente a una posible rotura hidráulica; en este sentido hay que tener en cuenta que los criterios como el de Bergh-Christensen, responden en gran medida a condiciones prevalecientes en Escandinavia, donde, por lo general, las tensiones naturales horizontales son muy elevadas y la roca es de buena calidad, por lo que su aplicación en otras regiones con condiciones diferentes ha de realizarse con el apoyo de las investigaciones geotécnicas precisas para comprobar la validez de las hipótesis de diseño, es decir, que la presión interna de diseño $\gamma_w.H$ en todos los puntos sea menor que la tensión principal mínima en el macizo rocoso que rodea el túnel. Asimismo, en el caso de situaciones geológicas complejas se debe realizar un análisis por elementos finitos para comprobar los puntos críticos, evaluando las deformaciones y la posibilidad de que se produzcan roturas hidráulicas (Broch, 1988).

8. SECCIÓN TIPO

Los túneles hidráulicos tienen, por lo general, una sección circular puesto que es la más eficiente desde los puntos de vista hidráulico y estructural y, asimismo, es la única que puede excavar con una máquina topadora. Los túneles de presión excavados con explosivos suelen tener una sección de excavación en herradura, con una plataforma de trabajo horizontal en la solera que permita la circulación, aunque la sección interna una vez revestido el túnel siga teniendo una forma circular (figura 7.12); por el contrario, en los túneles con baja presión excavados con explosivos en terrenos de buena calidad es preferible una sección interior en herradura, en baúl o en U invertida; esta última es muy favorable en los túneles sin revestimiento, com-

plementada con una solera de hormigón construída sobre escombros compactados, que permite acelerar la extracción de escombros gracias a la mayor amplitud de la solera y al pavimento de hormigón y, adicionalmente, facilita la ejecución de los trabajos de mantenimiento y reduce la rugosidad (figura 7.13).

9. SOSTENIMIENTO PROVISIONAL

El sostenimiento provisional es el refuerzo que se instala en el contorno de la sección excavada para garantizar su estabilidad hasta que se construya el revestimiento final; aunque se le califique como provisional, el sostenimiento es permanente por lo que, si el túnel no lleva revestimiento posterior, debe incorporar las medidas necesarias para garantizar esta permanencia. Los sostenimientos pueden ser rígidos, en cuyo caso soportan la totalidad de las presiones transmitidas por el terreno, o flexibles, los cuales permiten un reajuste o reparto de los esfuerzos entre el sostenimiento y el terreno, hasta alcanzar el estado de equilibrio final. En la actualidad se prefieren los sostenimientos flexibles instalados inmediatamente a la excavación, antes de que el macizo rocoso tenga tiempo de deformarse y decomprimirse; en definitiva, se trata de aplicar una entibación provisional mediante bulones, hormigón proyectado y, en caso de necesidad, cerchas de acero, lo más pronto posible después de la excavación y vigilar su comportamiento midiendo deformaciones, convergencias y tensión en los bulones, para reforzar el revestimiento inicial si fuera preciso y, en su caso, diseñar el revestimiento final más adecuado. Este procedi-

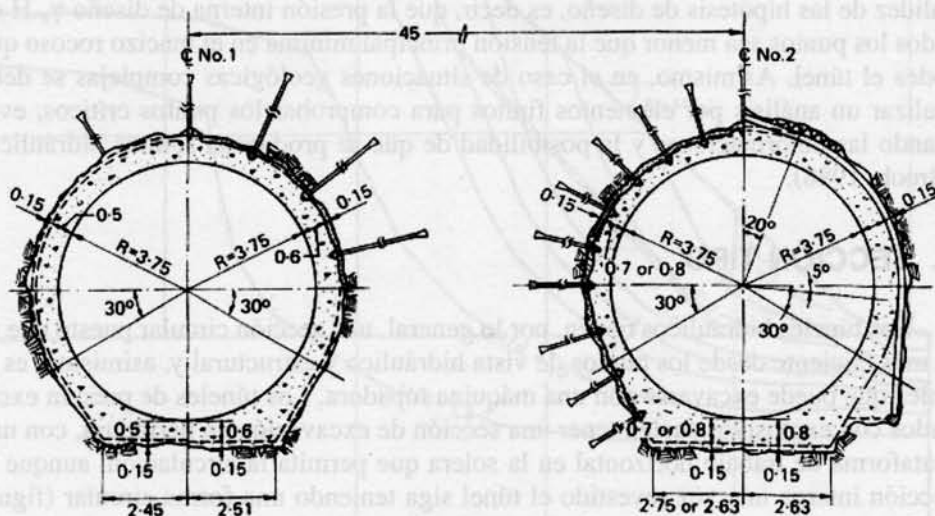


Fig. 7.12

Secciones tipo de los túneles en presión de Mingtan. Fuente: Liu (1991).

miento operativo, estructurado por Rabcewic en la década de los 50, se ha dado en llamar Nuevo Método Austríaco (NATM) y, con un mayor o menor grado de control sobre la obra ejecutada, es el más extendido para dimensionar el sostenimiento provisional y el revestimiento final de los túneles.

Los trabajos de sostenimiento varían en función de las características de la sección, consistiendo en alguna o varias de las siguientes medidas de protección:

- bulonado ocasional o sistemático,
- extendido de una o varias capas de hormigón proyectado,
- instalación de cerchas o marcos de acero.

que se analizan brevemente en lo que sigue.

9.1. Bulones de anclaje

Los bulones de anclaje son barras de acero que se fijan a las paredes de un taladro para movilizar la resistencia del entorno de una cavidad subterránea y dar estabilidad a la superficie excavada; los bulones pueden ser activos (es decir tensados) o pasivos. Los primeros se instalan cuando se quiere conseguir un apoyo inmediato, independientemente de que el terreno se haya deformado o no, mientras los segundos se ponen en tensión cuando se deforma el terreno, por lo que no son efectivos en terrenos que han alcanzado la etapa final de deformación. Los bulones activos solo se utilizan en casos especiales, como en el refuerzo de las boquillas o en anclajes profundos en las cavernas o túneles de grandes dimensiones. Por lo general, en la excavación de los túneles se utilizan bulones pasivos (Johansson, 1988), consistentes en una barra de acero adherida al contorno del taladro mediante mortero de cemento o resinas y con una placa exterior que, todo lo más, se aprieta ligeramente contra el terreno; por ello, la puesta en tensión del bulón se produce cuando el terreno se deforma y descansa sobre la placa de apoyo (figura 7.14).

Los bulones activos utilizan un anclaje mecánico (figura 7.15) o con resinas (los tres primeros bulones de la figura 7.16) y están equipados con una placa de apoyo con una tuerca y una pieza especial para conseguir un empuje axial al tensarlo con un gato a una tensión del 25 al 50 % del límite elástico. Los anclajes de tipo mecánico solo se deben usar en rocas de dureza media o alta, ya que en las rocas blandas o muy duras no se consigue el suficiente agarre con el terreno.

Los bulones de anclaje pasivos más usuales son los fabricados con redondos corrugados de armar o con barras roscadas. Estos bulones se anclan en toda su longitud con mortero de cemento o resinas (figura 7.16); el primer procedimiento tiene el inconveniente de precisar un tiempo de fraguado hasta el momento en que pueden tomar carga; por el contrario, las resinas proporcionan un anclaje inmediato y

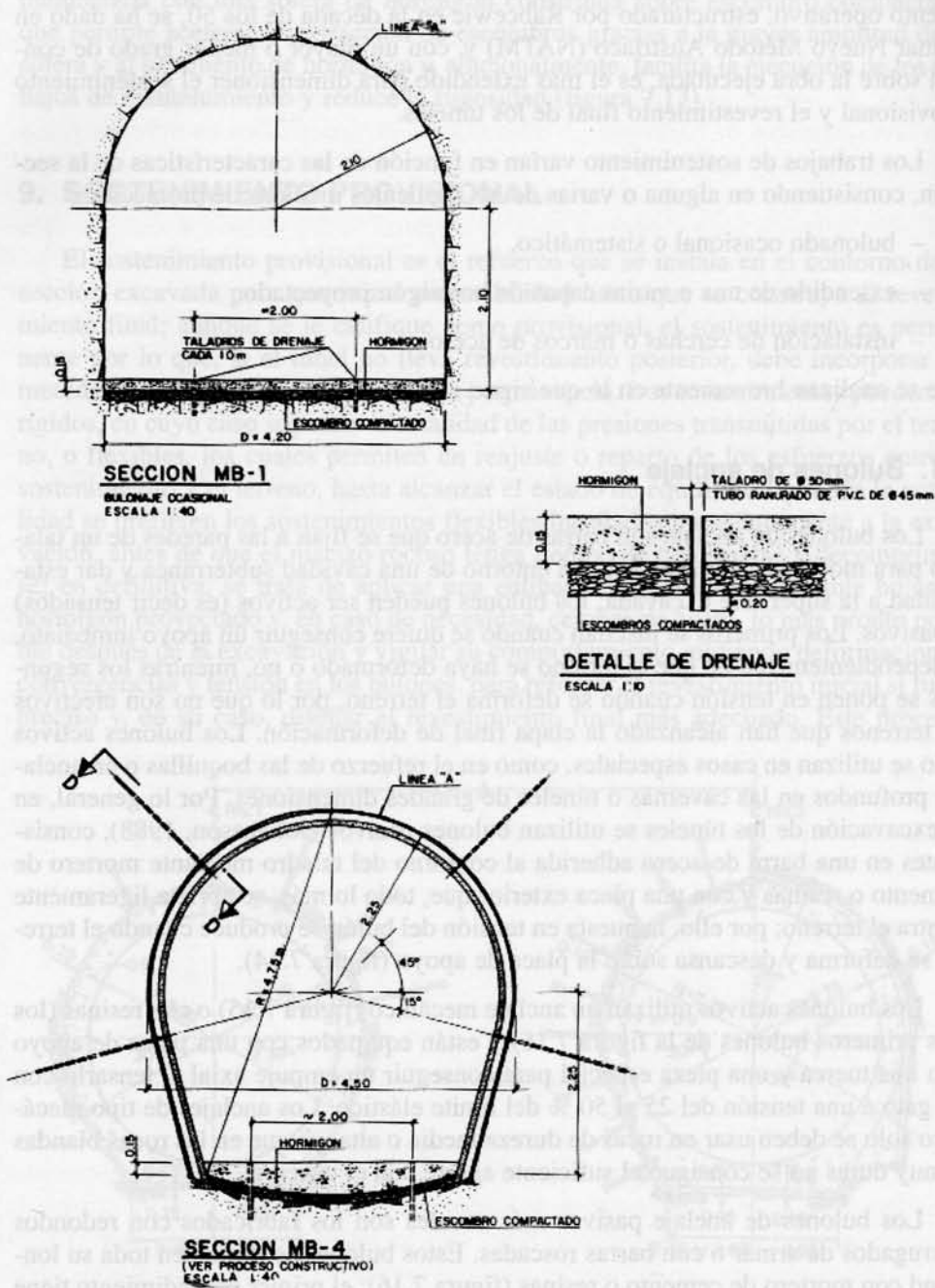
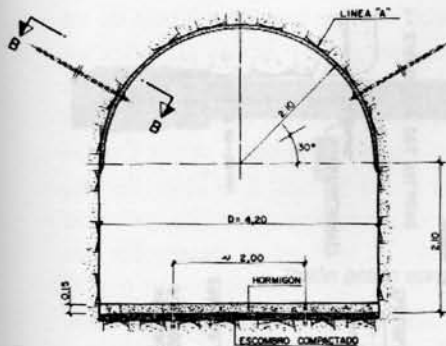
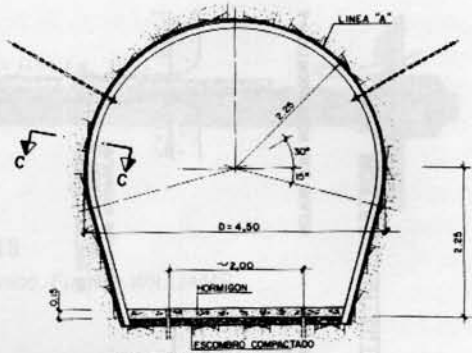


Fig. 7.13

Secciones tipo de un túnel sin revestimiento. Fuente: INTECSA.

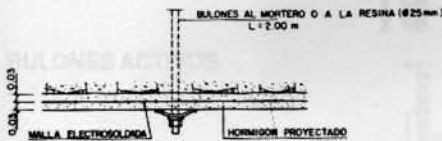


SECCION MB-2

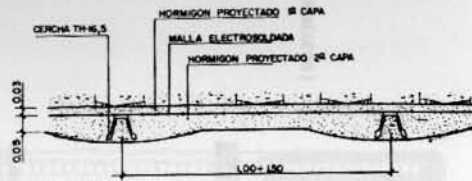


SECCION MB-3

- CERCAS TH=16,50 CADA 1,00+1,50m
- 2 BULONES DE 2,00m POR CERRA (Ø25mm)
- HORMIGÓN PROYECTADO EN 2 CAPAS
Y MALLA METÁLICA ELECTROSOLDADA
ESCALA 1:40



DETALLE B-B
ESCALA 1:10



DETALLE C-C
ESCALA 1:10

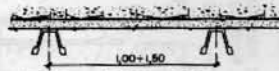
PROCESO CONSTRUCTIVO (SECCION MB-4)



1- PROYECCION DE UNA CAPA DE HORMIGÓN PROYECTADO DE 3cm DE ESPESOR MEDIO



2-COLOCACION DE MALLA ELECTROSOLDADA



3-COLOCACION DE CERCAS TH=21



4-BULONADO DE CERCAS (4 POR CERRA)



5- PROYECCION DE UNA CAPA DE HORMIGÓN DEL MISMO ESPESOR QUE EL CANTO DE LAS CERCAS EN 2 CAPAS DE 5 cm



6-COLOCACION DE MALLA ELECTROSOLDADA



7-COLOCACION DE HORMIGÓN PROYECTADO

Fig. 7.13

Secciones tipo de un túnel sin revestimiento. Fuente: INTECSA.

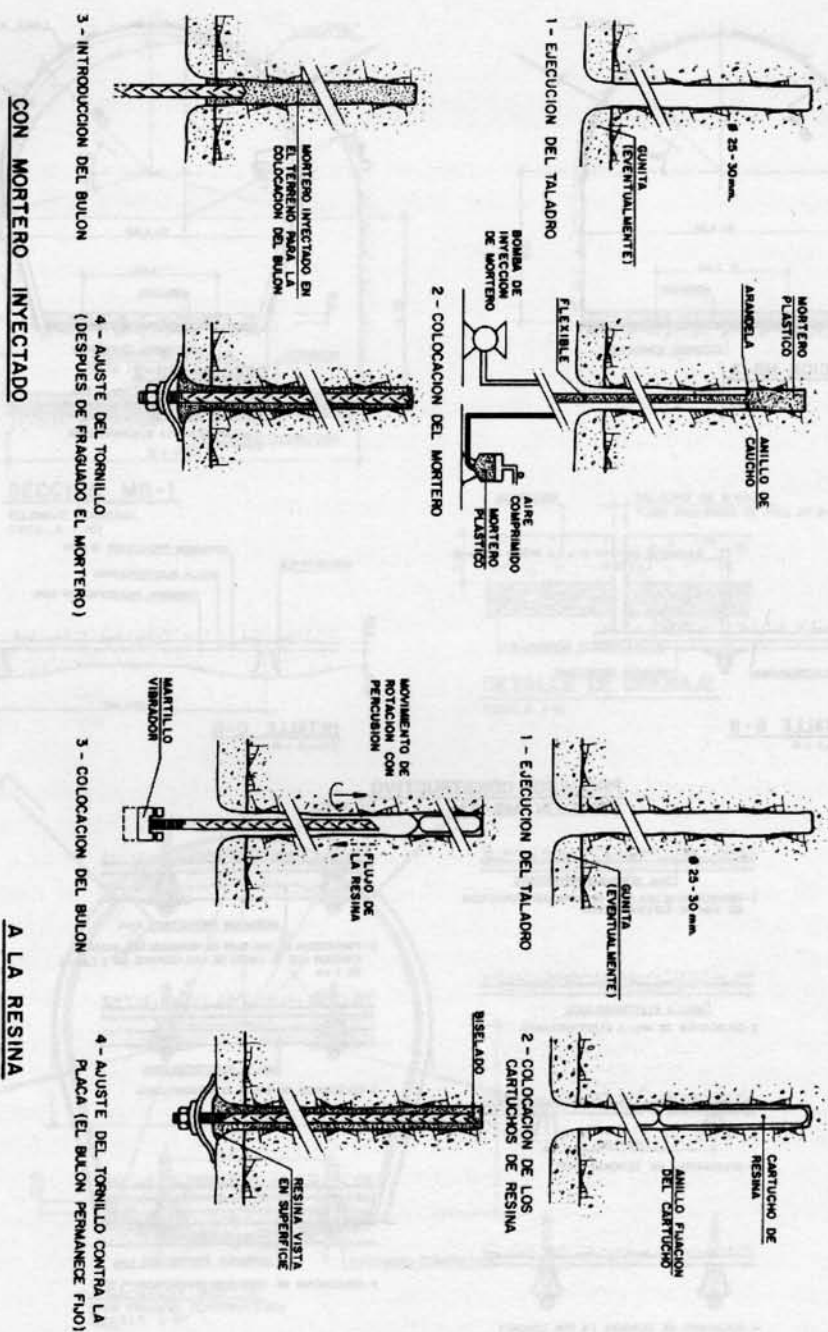


Fig. 7.14

Proceso de colocación de un bulón. Fuente: INTECSA.

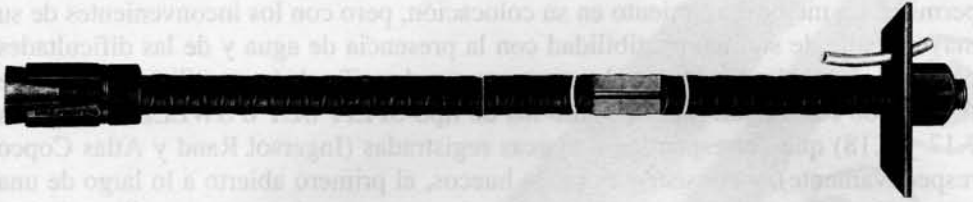
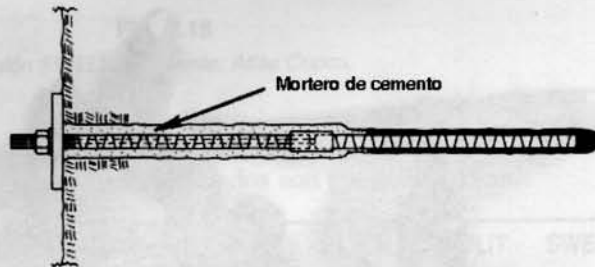
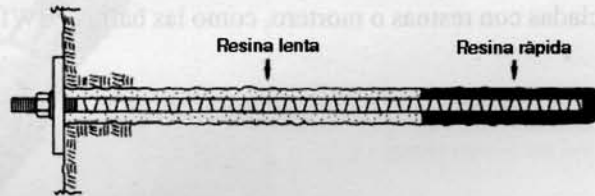
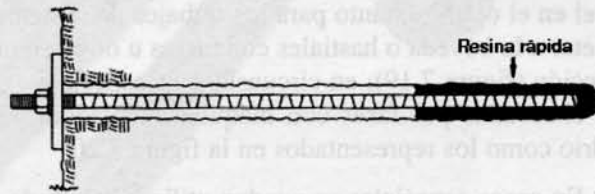


Fig. 7.15

Bulón activo con anclaje mecánico. Fuente: WILLIAMS.

BULONES ACTIVOS



BULÓN PASIVO

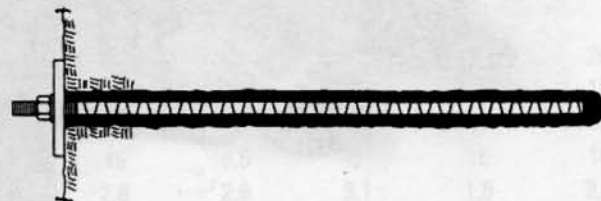


Fig. 7.16

Bulón a la resina. Fuente: WILLIAMS.

permiten un mejor rendimiento en su colocación, pero con los inconvenientes de su mayor coste, de su incompatibilidad con la presencia de agua y de las dificultades para su colocación con longitudes mayores que 4 m. También se utilizan bulones de fricción de colocación rápida, como los de tipo **SPLIT SET** o **SWELLEX** (figuras 7.17 y 7.18) que corresponden a marcas registradas (Ingersol Rand y Atlas Copco respectivamente), y consisten en tubos huecos, el primero abierto a lo largo de una generatriz y el segundo cerrado, que se presionan contra el terreno, movilizand una elevada resistencia al deslizamiento; la presión contra el terreno se desarrolla por expansión del tubo abierto en un taladro con un diámetro ligeramente menor que el del bulón o mediante agua a presión. Asimismo, se utilizan como bulones redondos corrugados de 16-32 mm de diámetro, con una rosca en el extremo exterior y un bisel en el opuesto, tanto para los trabajos de sostenimiento provisional, como para sujetar a la bóveda o hastiales conductos u otros elementos necesarios para la construcción (figura 7.19); en circunstancias especiales, como por ejemplo en los túneles excavados por fases con máquina tuneladora, se utilizan bulones de fibra de vidrio como los representados en la figura 7.20.

En casos especiales se pueden utilizar barras de alto límite elástico tensadas y ancladas con resinas o mortero, como las barras **DIWIDAG** representadas en la figu-



Fig. 7.17

Bulón SPLIT SET. Fuente: MECAMINAS, S.A.-Ingersol Rand.

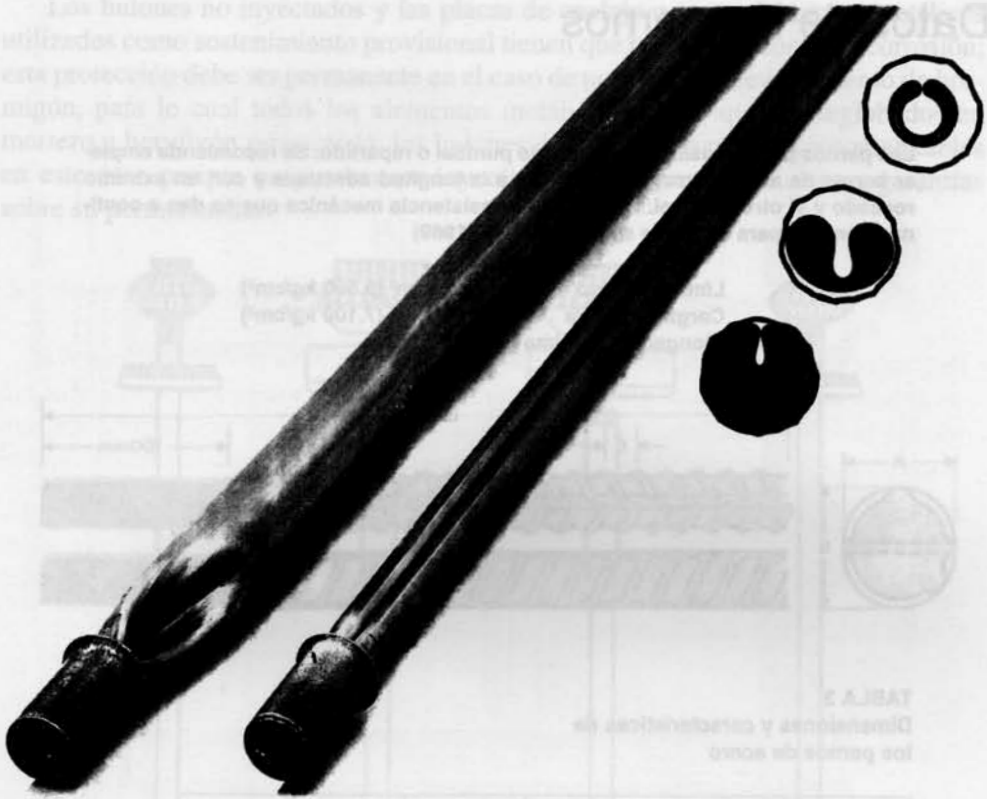


Fig. 7.18

Bulón SWELLEX. Fuente: Atlas Copco.

ra 7.21 o cables de acero de pretensado anclados con mortero de cemento. Las características principales de los bulones más utilizados son (Stillborg, 1986):

	MECA- NICO	BARRA ARMA	DYWIDAG	CABLE	SPLIT SET	SWELLEX
L. E. DEL ACERO (T/CM ²)	7	5,8	11	18		
DIÁMETRO (MM)	16	20	20	28	39	26
L. E. (T)	14	12	28	50	9	13
C. R. (T)	18	18	34	50	11	13
DEFORM. (%)	14	15	9,5	3	16	10
PESO (KP/M)	2,0	2,6	2,6	3,1	1,8	2,0
LONGITUD MÁX. (M)	—	—	—	—	3	—
TALADRO (MM)	35-38	32-38	32-38	35	35-38	32-38

Datos de los pernos

Los pernos pueden usarse para anclaje puntual o repartido. Se recomienda emplear barras de acero corrugado cortadas a la longitud adecuada y con un extremo roscado y el otro en bisel. Los datos de resistencia mecánica que se dan a continuación son para un acero según BS 4449 (1969)

Límite elástico 540 N/mm² (5.500 kg/cm²)
Carga de rotura 695 N/mm² (7.100 kg/cm²)
Elongación máxima 14%

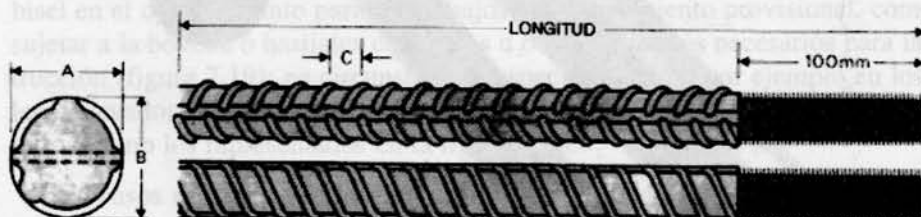


TABLA 3
Dimensiones y características de los pernos de acero

Día nominal perno, mm.	Dimensiones, mm			Sección mm ²	Peso kg/m	Carga de rotura KN
	A	B	C			
16	16.31	18.01	10.70	201.1	1.579	99
20	20.73	22.25	13.09	314.2	2.466	150
25	26.19	27.76	17.55	490.9	3.854	140
32	33.29	35.57	20.50	804.2	6.313	400
40	41.95	44.21	25.28	1256.6	9.864	615

TIRANTES DE MADERA

Para aplicaciones temporales en aquellos casos en que una máquina deba cortar los pernos (frentes de carbón, refuerzo del muro, etc.) se pueden emplear tirantes de madera dura.

Así por ejemplo se pueden emplear tirantes de 35 mm. de diámetro que tienen una carga de rotura del orden de 110 KN.

Fig. 7.19

Bulón fabricado con barra corrugada. Fuente: Auxquimia S. A.

Los bulones no inyectados y las placas de anclaje u otros elementos metálicos utilizados como sostenimiento provisional tienen que protegerse contra la corrosión; esta protección debe ser permanente en el caso de no prever un revestimiento de hormigón, para lo cual todos los elementos metálicos han de quedar englobados en mortero u hormigón proyectado; los bulones de fricción no resultan recomendables en este caso porque no pueden ser inyectados y no ofrecen suficientes garantías sobre su permanencia.

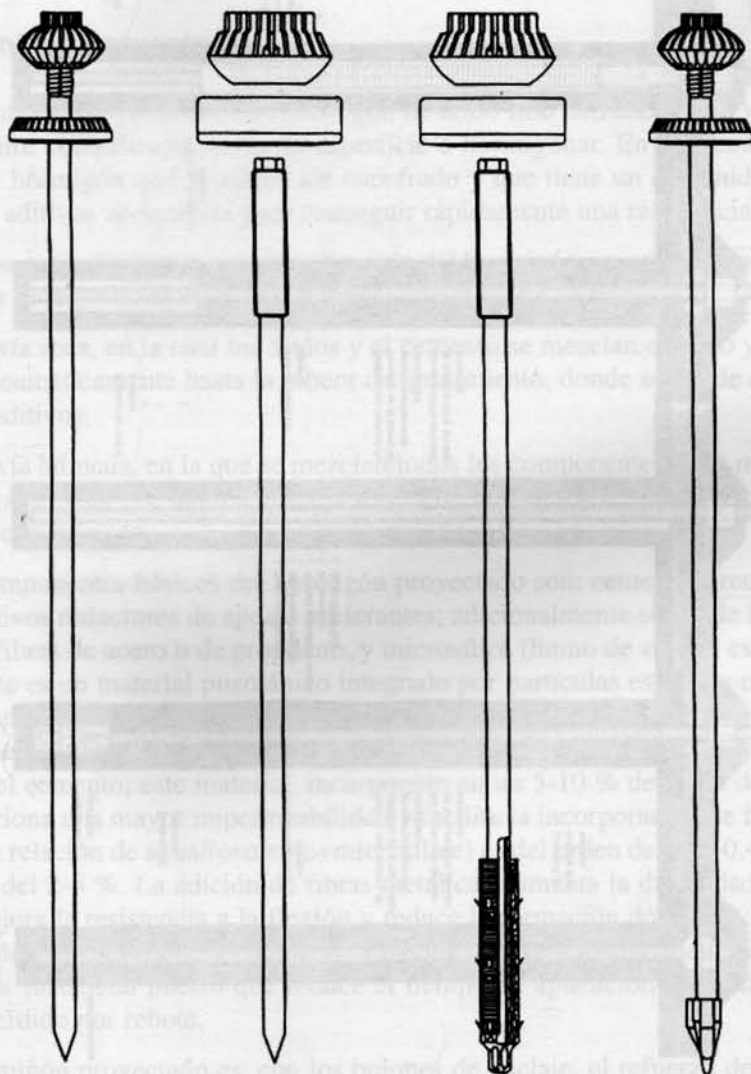


Fig. 7.20

Bulón de fibra de vidrio. Fuente: WEIDMANN.

Tipos básicos de pernos y anclajes para roca DYWIDAG

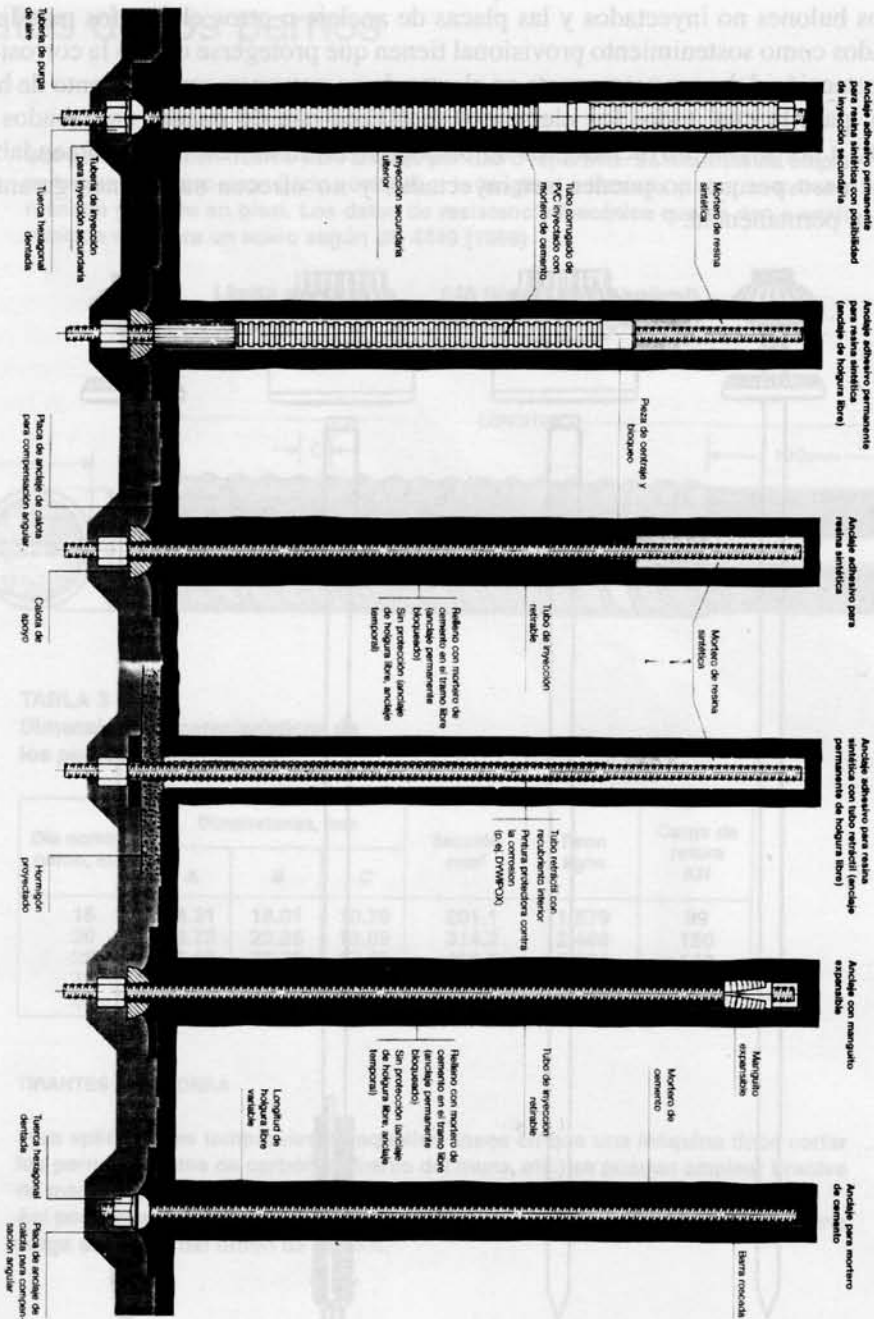


Fig. 7.21
Bulones tipo DYWIDAG.

Los bulones se instalan con un espaciamiento entre 1 y 2 m y una longitud mayor que la mitad del ancho de la excavación y que el doble del espaciamiento; por lo general, la longitud oscila entre 1,5 y 4,0 m y el diámetro entre 16 y 25 mm. En combinación con los bulones se suele utilizar malla metálica de alambre o malla electrosoldada, anclada a la roca o fijada en la cabeza de los bulones mediante una chapa con tuerca, especialmente en zonas diaclasadas o de bloques, y una o varias capas de hormigón proyectado.

9.2. Hormigón proyectado

El hormigón proyectado es un hormigón de árido fino lanzado a gran velocidad mediante aire comprimido contra la superficie a hormigonar. En consecuencia, se trata de un hormigón que se aplica sin encofrado y que tiene un contenido alto de cemento y aditivos acelerantes para conseguir rápidamente una resistencia elevada.

Hay dos procedimientos para la aplicación del hormigón proyectado que se diferencian por el lugar de la adición del agua:

- **por vía seca**, en la cual los áridos y el cemento se mezclan en seco y se envían neumáticamente hasta la tobera de lanzamiento, donde se añade el agua y los aditivos,
- **por vía húmeda**, en la que se mezclan todos los componentes en la mezcladora y se envían por bomba hasta la tobera de lanzamiento, donde se inyecta el aire comprimido.

Los componentes básicos del hormigón proyectado son: cemento, arena, grava, agua y aditivos reductores de agua o acelerantes; adicionalmente se puede incluir en la mezcla fibras de acero o de propileno, y microsílíce (humo de sílice); este último componente es un material puzolánico integrado por partículas esféricas muy finas (del orden de 100 veces más pequeñas que las partículas de cemento ordinario) que se extrae de los gases de desecho de la industria ferrosilíce y que reacciona con la cal libre del cemento; este material, incorporado en un 5-10 % del peso de cemento, proporciona una mayor impermeabilidad y facilita la incorporación de fibras a la mezcla. La relación de agua/(cemento+microsílíce) es del orden de 0,35-0,45 y la de acelerante del 2-5 %. La adición de fibras metálicas aumenta la ductilidad del hormigón, mejora la resistencia a la flexión y reduce la formación de fisuras; por ello, las fibras de acero pueden sustituir a la armadura convencional, lo que representa una ventaja sustancial puesto que reduce el tiempo de aplicación y la cantidad de material perdido por rebote.

El hormigón proyectado es, con los bulones de anclaje, el refuerzo de uso más frecuente en el sostenimiento de los túneles; habitualmente se aplica en capas de 5-10 cm de espesor con un agente acelerante para conseguir resistencias iniciales ele-

vadas. La superficie sobre la cual se aplica debe estar libre de polvo y de elementos sueltos, así como de filtraciones de agua concentradas. La composición típica de una mezcla en porcentaje en peso de material en seco es:

- cemento	15-20
- arena	40-50
- agregado grueso	30-40
- acelerante	2-5

Los áridos gruesos pueden tener un tamaño máximo de 10 mm para la aplicación por vía húmeda y hasta 16 mm si la aplicación se hace por vía seca; la aplicación por vía húmeda es el procedimiento más eficiente, pues origina menos polvo, proporciona un hormigón de mejor calidad y da un mejor rendimiento y un menor porcentaje de rebote; no obstante, este procedimiento es poco apropiado para el tratamiento de superficies pequeñas a causa de la poca duración de la mezcla y de la necesaria limpieza del equipo al terminar el ciclo, por lo que su aplicación resulta antieconómica si el volumen es menor que 5-6 m³; por ello, el hormigón proyectado utilizado en el frente como sostenimiento provisional se suele colocar por vía seca, ya que los volúmenes de cada operación suelen ser reducidos.

Por lo general, el hormigón proyectado se arma con una malla fina y se ancla con bulones pasivos para conseguir una buena adherencia a la superficie del túnel; en la figura 7.22 se presenta el sostenimiento utilizado en la parte central del túnel de trasvase de Maule en Chile donde, a causa de la gran cobertura existente (mayor que 1.000 m en una longitud de más de 1 km), se produjeron numerosos desprendimientos de lajas y fragmentos de rocas, lo que obligó a avanzar con cortos tramos de 1,5 m con la protección de un paraguas integrado por bulones longitudinales de 4 m de longitud a 0,6 m; el sostenimiento utilizado en este caso consistió en tres capas de 5 cm de hormigón proyectado, armado con malla electrosoldada y sujeto con bulones de 32 mm en cuadrícula de 1 m. En la actualidad se tiende a sustituir la armadura por grapas de acero de 3-4 cm de longitud incorporadas a la mezcla con una dosificación de 20-40 kg/m³, lo que mejora sustancialmente la durabilidad y la resistencia a la flexión del hormigón proyectado, al mismo tiempo que aumenta el rendimiento y reduce el porcentaje de rebote.

9.3. Cerchas de acero

En terrenos de mala calidad en los que no es suficiente la estabilización mediante bulones y hormigón proyectado, es necesario entibar la sección mediante cerchas o marcos de acero capaces de absorber los empujes del terreno. Las cerchas se construyen con perfiles laminados normales o, preferiblemente, con perfiles TH con sección en forma de Ω , como los representados en la figura 7.23. Los perfiles se aco-dalan contra el terreno mediante cuñas y se colocan con la abertura hacia el interior

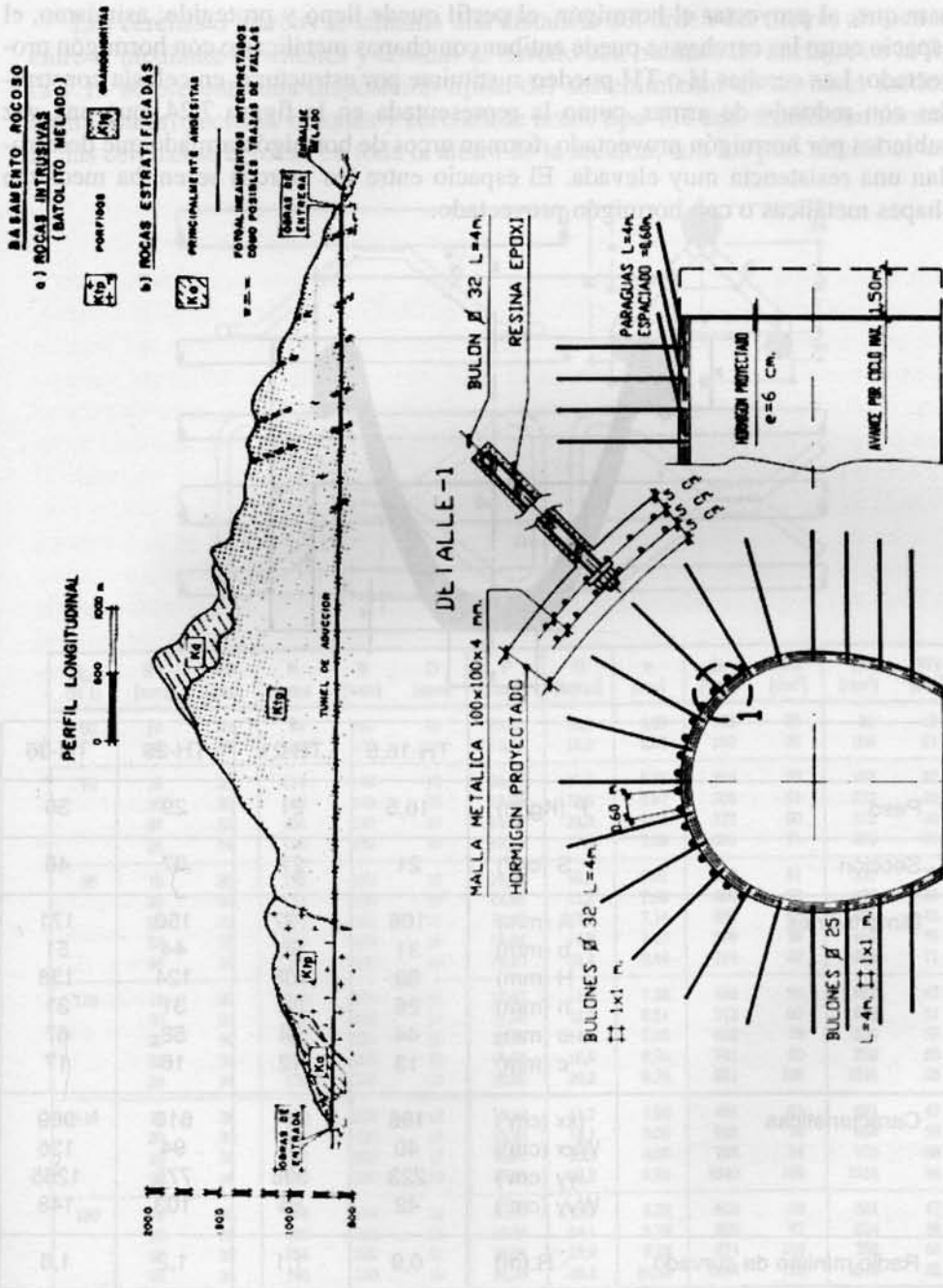
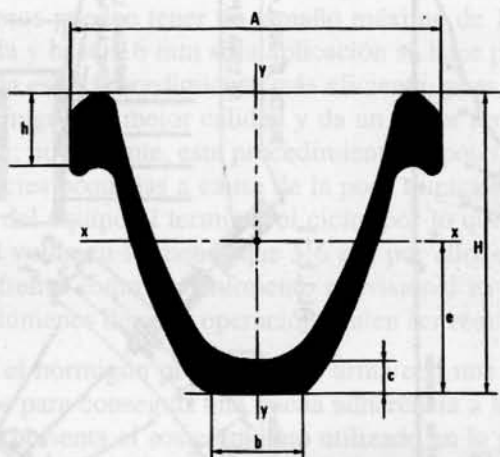


Fig. 7.22

Túnel de Maule. Fuente: Fernández, 1992.

para que, al proyectar el hormigón, el perfil quede lleno y protegido; asimismo, el espacio entre las cerchas se puede entibar con chapas metálicas o con hormigón proyectado. Las cerchas H o TH pueden sustituirse por estructuras en celosía construídas con redondo de armar, como la representada en la figura 7.24, que una vez cubiertas por hormigón proyectado, forman arcos de hormigón armado que desarrollan una resistencia muy elevada. El espacio entre los marcos se entiba mediante chapas metálicas o con hormigón proyectado.

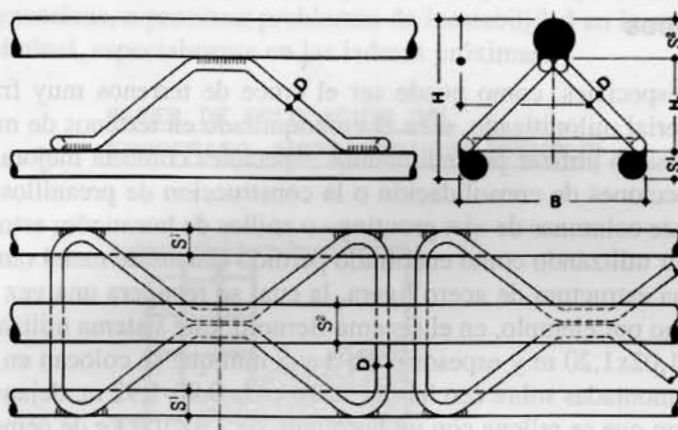


		TH-16,5	TH-21	TH-29	TH-36
Peso	P (Kg/m)	16,5	21	29	36
Sección	S (cm ²)	21	27	37	46
Dimensiones	A (mm)	106	127	150	171
	b (mm)	31	35	44	51
	H (mm)	90	108	124	138
	h (mm)	26	30	31	31
	e (mm)	44	54	58	67
	c (mm)	13	12	16	17
Características	Ixx (cm ⁴)	186	341	616	969
	Wxx (cm ³)	40	61	94	136
	Iyy (cm ⁴)	223	398	775	1265
	Wyy (cm ³)	42	64	103	148
Radio mínimo de curvado	R (m)	0,9	1,1	1,2	1,6

Fig. 7.23

Cerchas TH. Fuente: TEDESA

Las cerchas o marcos se sitúan a una distancia del orden del metro, arriostrados entre sí mediante tresillones y cosidas al terreno con bulones de anclaje; en la figura 7.13 se presenta una disposición típica del sostenimiento de un túnel mediante hormigón proyectado, bulones y cerchas de acero tipo TH con sección en forma de Ω ; las cerchas se colocan en toda la altura de la sección, con los pies unidos al terreno-



Tipo (H l)	S1 [mm]	S2 [mm]	H [mm]	B [mm]	D [mm]	F [cm ²]	G [kg/m]	e [cm]	Jx [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Jy [cm ⁴]	Wy [cm ³]
50	18	26	94	100	10	10,40	10,0	4,82	138	29	89	18
	20	30	100	100	10	13,35	12,3	5,03	193	38	106	21
70	18	26	114	140	10	10,40	10,2	5,79	223	39	192	27
	20	30	120	140	10	13,35	12,5	5,97	306	51	232	33
	22	32	124	140	10	15,64	14,3	6,31	375	60	272	39
	26	34	130	140	10	19,70	17,5	7,09	501	71	356	51
95	18	26	139	180	10	10,40	10,7	7,01	399	51	337	37
	20	26	141	180	10	11,99	11,7	7,69	405	53	406	45
	20	30	145	180	10	13,35	13,1	7,14	485	66	407	45
	22	32	149	180	10	15,64	14,9	7,53	589	78	482	54
110	26	34	155	180	10	19,70	18,2	8,44	774	92	641	71
110	18	26	154	220	12	10,40	11,7	7,75	456	59	521	47
	20	26	156	220	12	11,99	12,7	8,51	513	60	632	57
	20	30	160	220	12	13,35	14,1	7,85	612	75	634	58
	22	32	164	220	12	15,64	15,9	8,26	741	90	752	68
115	26	34	170	220	12	19,70	19,2	9,25	971	105	1010	92
115	18	26	159	220	12	10,40	11,7	7,99	491	61	521	47
	20	30	165	220	12	13,35	14,1	8,09	658	78	634	58
	22	32	169	220	12	15,64	15,9	8,50	795	94	752	68
130	26	34	175	220	12	19,70	19,2	9,52	1040	109	1010	92
130	18	26	174	220	12	10,40	11,7	8,72	603	69	521	47
	20	30	180	220	12	13,35	14,1	8,79	805	87	634	58
	22	32	184	220	12	15,64	15,9	9,23	971	105	752	68
	26	34	190	220	12	19,70	19,2	10,33	1264	122	1010	92

Fig. 7.24

Cerchas en celosía. Fuente: Pantex Stahl AG

no mediante bulones o arriostrados mediante una viga de hormigón. Alternativamente, en los túneles excavados con topo es frecuente utilizar en lugar de cerchas H o TH, bandas de acero de 20-30 cm de ancho o perfiles especiales de acero con un canto pequeño, con objeto de reducir el espesor del revestimiento.

9.4. Otros tipos

En casos especiales, como puede ser el cruce de terrenos muy fracturados o fallas con material milonitizado, o en el emboquillado en terrenos de mala calidad, puede ser necesario utilizar procedimientos especiales como la mejora del terreno mediante inyecciones de consolidación o la construcción de preanillos de sostenimiento mediante columnas de «jet grouting» o anillos de hormigón; estos últimos se suelen construir utilizando como encofrado perdido chapas de metal ranurado montadas sobre una estructura de acero ligera, la cual se recupera una vez fraguado el hormigón, como por ejemplo, en el sistema Bernold; este sistema utiliza placas normalizadas de 1,02x1,20 m y espesor entre 1 y 5 mm que se colocan en el frente de la excavación montadas sobre cerchas de acero cada 0,96-1,92 m, dejando un hueco de 0,20-0,30 cm que se rellena con un hormigón de 250-300 kg de cemento, que da unas resistencias elevadas (figura 7.25). La técnica del «jet grouting» permite el avance en terrenos de muy mala calidad y, en consecuencia, es adecuada para cruzar las zonas muy fracturadas o milonitizadas que se presentan en los túneles, incluso en macizos rocosos de buena calidad. Consiste en formar un preanillo troncocónico alrededor del túnel con columnas secantes de terreno mejorado; la perforación de las columnas se realiza a destroza con un útil provisto de toberas de inyección perpendiculares al eje del taladro que, una vez alcanzada la profundidad requerida, se extrae inyectando simultáneamente a presión muy alta una mezcla que sale por las toberas con una velocidad muy elevada, mezclándose con el terreno (Angoloti, 1990); con este proceso se obtiene una serie de columnas de terreno cementado, cuyas dimensiones y resistencia dependen del tipo de terreno, de la presión y dosificación de la mezcla y de la velocidad de rotación y extracción. El procedimiento es costoso, pero ofrece una gran versatilidad dado que se aplica con equipos autónomos y, en los terrenos adecuados, proporciona un elevado grado de efectividad.

10. REVESTIMIENTO

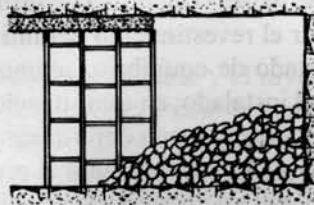
10.1. Finalidad

El revestimiento de los túneles hidráulicos tiene la finalidad de reducir las pérdidas de carga por rozamiento y las pérdidas de agua por filtración, o garantizar la estabilidad a largo plazo. El revestimiento se construye, casi sin excepción, de hor-

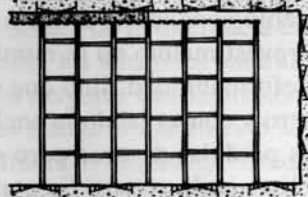
migón en masa o armado y, en casos especiales de presiones elevadas o cobertura insuficiente, con un blindaje de acero que se instala como encofrado perdido. En consecuencia, un túnel se reviste cuando:

- se necesita reducir la pérdida de carga,
- atraviesa zonas permeables en las que se teme puedan producirse pérdidas de agua excesivas, o provocar problemas de inestabilidad en la zona de influencia del túnel, especialmente en las laderas próximas,

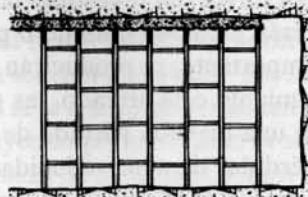
FASES DE COLOCACION DEL ENCOFRADO METALICO(TIPO BERNOLD)



1-VOLADURA



2-COLOCACION CIMBRAS DE MONTAJE



3- HORMIGONADO

Fig. 7.25

Preanillo tipo Bernold. Fuente: INTECSA

- cruza zonas de roca débil o fracturada en las que la estabilidad a largo plazo no está garantizada con el sostenimiento provisional,
- atraviesa terrenos susceptibles de ser afectados por el agua (por ejemplo, terrenos con yeso o materiales arcillosos), o fracturas cuyo material de relleno puede ser erosionado, arrastrado o disuelto por el agua a presión del túnel,
- se quiere reducir al mínimo las labores de vigilancia y mantenimiento.

10.2. Consideraciones generales

El revestimiento de los túneles se coloca una vez concluida la excavación de cada tramo, por lo que es normal que entre la excavación de una sección y su revestimiento transcurra un plazo largo, de meses o incluso más de un año. Por esta razón, es usual que cuando se va a construir el revestimiento definitivo, el macizo se haya deformado alcanzando un nuevo estado de equilibrio, acomodándose a la cavidad abierta y al sostenimiento provisional instalado; en esta situación, el terreno no carga sobre el revestimiento, puesto que no se producen deformaciones adicionales; sólomente en las zonas inestables en las que no ha concluido el proceso de deformación o en las que el sostenimiento provisional no garantiza la estabilidad a largo plazo, el terreno acabará cargando sobre el revestimiento.

Los revestimientos de hormigón no son impermeables; un revestimiento de hormigón en masa se agrieta longitudinal y transversalmente a causa de la presión interior, de los efectos térmicos y reológicos, de la coacción del terreno y de las juntas de construcción; armando el revestimiento no se eliminan las grietas, puesto que la armadura no modifica la deformabilidad, sino que solo reduce su anchura media, pero aumentando su número y conservando la anchura total; por ello, el armado del revestimiento reduce las pérdidas de agua pero no lo hace impermeable (esto solo se consigue con un blindaje de acero). En consecuencia, tanto si el revestimiento es de hormigón en masa como si está armado, se producen grietas a través de las cuales se filtra el agua impulsada por la diferencia de presión existente entre la cara interior y la exterior, la cual origina un gradiente que se consume por la pérdida de carga del flujo a través del revestimiento agrietado; si éste es de hormigón en masa, las grietas serán escasas en número pero de gran amplitud por lo que, de existir un gradiente importante, se producirán pérdidas de agua elevadas; por el contrario, si el revestimiento está armado, las grietas serán numerosas pero estrechas, lo que motivará una elevada pérdida de carga a través de las mismas y, en consecuencia, unas pérdidas de agua reducidas aunque el gradiente de presiones sea elevado (se estima que la pérdida de agua es proporcional al cubo de la anchura de las grietas, por lo que las filtraciones a través de una grieta de 5 mm serían, en igualdad de circunstancias, 100 veces mayores que a través de 10 grietas de 0,5 mm).

Teniendo en cuenta lo anterior se puede concluir que la diferencia entre la presión interior y la exterior es igual a la pérdida de carga a través del revestimiento agrietado y que la presión sobre éste es en realidad una fuerza másica consecuencia de aquella (Benson, 1987). La importancia de esta fuerza depende de la permeabilidad del terreno, de la cota piezométrica en el túnel y de la elevación del nivel freático en el terreno y de las características del revestimiento y del terreno; por ello, se pueden presentar varios casos extremos:

- el terreno es impermeable; en este caso, la pérdida de carga en el terreno es alta, lo que eleva la presión en el entorno del túnel y reduce o anula el gradiente a través del revestimiento,
- el nivel freático natural coincide con la línea piezométrica del túnel, con lo que la presión exterior es igual a la interior, el gradiente es nulo y no hay pérdidas de agua,
- el terreno es bastante permeable y el nivel freático natural está por debajo de la línea piezométrica; en este caso la pérdida de carga en el terreno es pequeña y las fugas a través del revestimiento no pueden elevar significativamente el nivel freático; por ello, la presión exterior de agua es reducida, el gradiente a través del revestimiento alto y, si el revestimiento no está armado, se tendrán unas pérdidas de agua elevadas.

Asimismo, hay que tener en cuenta que los macizos rocosos no son homogéneos y que su permeabilidad depende básicamente de las fisuras abiertas o que se puedan abrir como consecuencia de la diferencia entre la presión del agua en el túnel y la exterior; por esta razón, las tensiones naturales del macizo juegan un papel esencial, ya que si éstas son mayores que la presión del agua en el túnel no existe peligro de que se abran las fracturas naturales o se formen grietas nuevas en las áreas más débiles (rotura hidráulica) originando conductos preferenciales a lo largo de los cuales la pérdida de carga sería muy reducida.

10.3. Construcción

La construcción del revestimiento de hormigón puede realizarse en forma continua o discontinua y a sección completa o por fases: hormigonando primero la solera y luego la bóveda o al revés. El procedimiento más extendido en la actualidad es el discontinuo construyendo primeramente la solera y después la bóveda; el proceso se inicia con la limpieza de la sección, removiendo las vías, conducciones de aire, agua y electricidad y restantes elementos auxiliares utilizados durante la excavación, y eliminando de la solera el lodo, los escombros y los elementos sueltos inadecuados como soporte del revestimiento. Seguidamente, se colocan las guías para el perfilado, la armadura (caso de existir) y se hormigona la solera.

El hormigonado de los hastiales y bóveda se realiza utilizando encofrados metálicos telescópicos que se desplazan sobre la solera previamente hormigonada; la bóveda se suele hormigonar por tramos diarios de 40-50 m, en cuyo extremo se dispone una junta de construcción; este avance diario requiere una longitud de encofrado telescópico un tercio mayor y la materialización de las juntas con cierres metálicos o de madera diseñados conjuntamente con el encofrado. El hormigón se fabrica en el exterior, se transporta con vagones o camiones mezcladores, se coloca mediante bombeo y se vibra con vibradores internos o de encofrado.

En consecuencia, la construcción del revestimiento tiene tres fases bien diferenciadas: limpieza de la sección, hormigonado de la solera y hormigonado de la bóveda, en cada una de las cuales se pueden conseguir rendimientos elevados, superiores incluso a 1000 m/mes.

10.4. Criterios de diseño

10.4.1. Espesor

El espesor del revestimiento depende del procedimiento de excavación del túnel y del sistema de sostenimiento utilizado. En los túneles excavados con explosivos se suele disponer un espesor de revestimiento nominal de 0,40-0,60 m dependiendo del diámetro y del tamaño de las cerchas utilizadas (el espesor medio real es bastante superior a causa de la sobreexcavación); en los túneles excavados con medios mecánicos, en los que se utilizan cerchas de canto pequeño, es suficiente un espesor de revestimiento de 0,30-0,40 m, dependiendo del tipo de sostenimiento provisional utilizado. Asimismo, la excavación con tuneladoras proporciona una sección neta, por lo que el espesor medio real del revestimiento está muy próximo al teórico de diseño.

10.4.2. Revestimiento para presión interna.

Según se ha mencionado, las filtraciones de agua desde el túnel cuando la roca que lo rodea es permeable y la capa freática está por debajo de la línea piezométrica dependen del ancho y del número de las grietas que se formen en el revestimiento de hormigón, es decir, de su fisuración; cuando la presión de servicio es baja, la fisuración se puede controlar con una armadura de 4 ϕ 20-25 p.m., dependiendo del diámetro del túnel, con lo que se limita el ancho de las fisuras a un máximo de 0,20 mm (ASCE, 1989). En cualquier caso, el ancho de las fisuras es proporcional a la tensión de trabajo del acero, la cual es función de la parte de la presión interna soportada por el revestimiento que, suponiendo un comportamiento elástico y dos clases de terreno alrededor de la sección, se puede evaluar mediante las siguientes expresiones (figura 7.26):

$$P_c = P_a \cdot \frac{R_a}{R_c} \cdot \frac{1}{A}$$

$$A = 1 + \frac{A_s \cdot E_s}{R_s} \cdot \left[\frac{1}{E_c} \ln \frac{R_c}{R_s} + \frac{1}{E_{R1}} \ln \frac{R_d}{R_c} + \frac{1}{E_{R2}} \cdot (1 + U_{R2}) \right]$$

$$f_s = \frac{P_a \cdot R_a - P_c \cdot R_c}{A_s}$$

donde:

- P_a, P_c = presión interior, presión interior soportada por el revestimiento
- R_a, R_c, R_s = radio interior, de excavación y de la armadura
- E_s, E_c, E_{R1}, E_{R2} = módulo de elasticidad del acero, hormigón, roca fisurada y roca no fisurada
- U_{R2} = presión sobre roca no fisurada
- A_s, f_s = área y tensión en la armadura
- $\ln$ = logaritmo neperiano

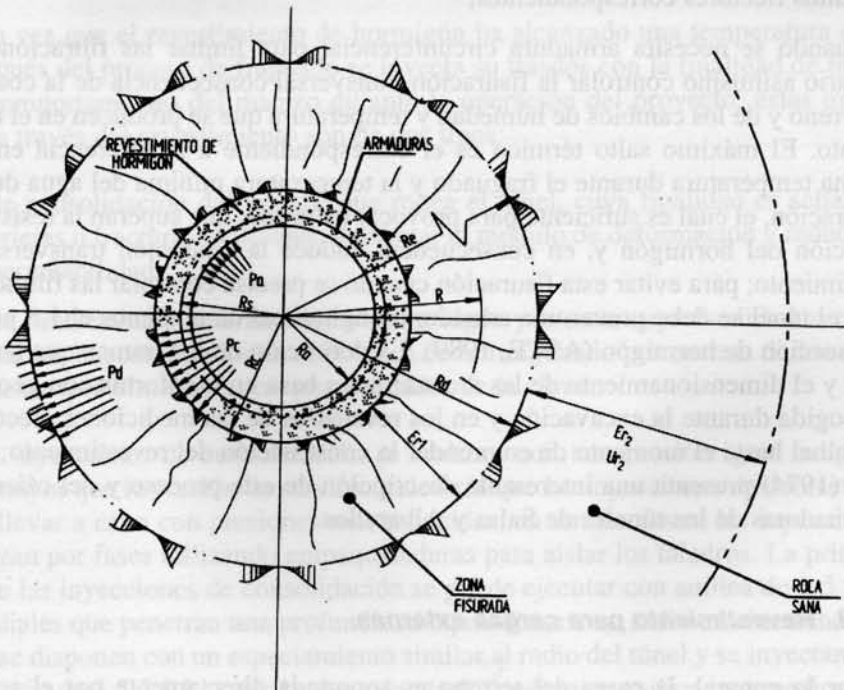


Fig. 7.26

Presión interior soportada por el revestimiento. Fuente: ASCE

La amplitud de la zona de roca fisurada alrededor de la sección depende del procedimiento de excavación; usualmente se admite que la amplitud de esta zona es de un radio si la excavación se realiza con explosivos y de unos pocos cm si se ejecuta mediante una máquina tuneladora; en este último caso se puede admitir que la zona fisurada es nula, con lo que desaparece el término $1/E_{R1} \cdot \ln(R_d/R_c)$ de la ecuación anterior.

Una armadura circunferencial de 20 mm de diámetro (25 mm para diámetros mayores de 6 m) a 25-30 cm suele ser suficiente para controlar la fisuración en la mayor parte de los casos, con la excepción de presiones de diseño elevadas o módulos de deformación de la roca bajos, en los que se requiere armaduras más pesadas o el blindaje de la sección. La colocación de armaduras es una operación complicada en la que no es fácil conservar las barras en su posición, por lo que conviene evitar la utilización de barras circunferenciales de menos de 20 mm de diámetro, las cuales resultan excesivamente flexibles y deformables, o un exceso de armadura que dificulte el proceso de hormigonado; asimismo, conviene colocar la armadura en una sola capa, cerca de la cara interior de la sección, pero con un recubrimiento no inferior a 5 cm; sólo cuando el revestimiento soporta una carga permanente del terreno se puede requerir armadura de refuerzo en las dos caras para resistir los momentos flectores correspondientes,

Cuando se necesita armadura circunferencial para limitar las filtraciones, es necesario asimismo controlar la fisuración transversal consecuencia de la coacción del terreno y de los cambios de humedad y temperatura que se producen en el revestimiento. El máximo salto térmico es el correspondiente a la diferencia entre la máxima temperatura durante el fraguado y la temperatura mínima del agua durante la operación, el cual es suficiente para provocar esfuerzos que superan la resistencia a tracción del hormigón y, en consecuencia, induce la fisuración transversal del revestimiento; para evitar esta fisuración cuando se precisa controlar las filtraciones desde el túnel se debe prever una armadura longitudinal de al menos el 1,8 por mil de la sección de hormigón (ASCE, 1989). La definición de los tramos que hay que armar y el dimensionamiento de las armaduras se basa en la información geotécnica recogida durante la excavación y en los resultados de las mediciones efectuadas en el túnel hasta el momento de emprender la construcción del revestimiento; R.del Hoyo (1974) presenta una interesante descripción de este proceso y del cálculo de las armaduras de los túneles de Salas y Albarelllos.

10.4.3. *Revestimiento para cargas externas.*

Por lo general, la carga del terreno es soportada directamente por el sostenimiento provisional, por lo que no suele influir en el diseño del revestimiento final de hormigón; sin embargo, en terrenos débiles, fracturados o fallados puede ser

necesario diseñar el revestimiento para resistir total o parcialmente la presión del terreno; el diseño en estos casos ha de apoyarse en la información geotécnica recopilada durante y después de la excavación, especialmente en las características geológicas y geotécnicas de la roca y en las mediciones de convergencia.

El revestimiento de hormigón se analiza como un anillo confinado tomando en consideración los efectos de la resistencia pasiva del terreno; el análisis suele realizarse utilizando modelos estructurales como el STRUDLE, simulando el efecto del confinamiento con una serie de muelles imaginarios articulados en nudos con los que se define la sección resistente; el análisis es de tipo iterativo, eliminando los muelles en los que se detectan desplazamientos hacia el interior, con lo que se delimita el efecto del confinamiento a las áreas que se deforman hacia el exterior; en este análisis se puede incluir la colaboración del sostenimiento provisional embebido en el revestimiento, así como tantear distintas situaciones de carga coherentes con las características de la sección, hasta determinar la más desfavorable que condicionará el dimensionamiento de las armaduras.

10.5. Inyecciones

Una vez que el revestimiento de hormigón ha alcanzado una temperatura estable después del proceso de fraguado se inyecta su trasdós con la finalidad de mejorar el comportamiento del macizo durante la operación del proyecto; estas inyecciones a través del revestimiento son de dos tipos:

- de consolidación del macizo que rodea el túnel, cuya finalidad es sellar las grietas o fracturas existentes, aumentar el módulo de deformación y reducir la permeabilidad,
- de contacto en la interfase entre el hormigón y la roca, cuya finalidad es rellenar los huecos dejados en el proceso de hormigonado por encima de los riñones, especialmente en las proximidades de la clave.

Las inyecciones de consolidación se realizan con una presión igual o ligeramente mayor que la presión de servicio, mientras que las inyecciones de contacto se suelen llevar a cabo con presiones más reducidas; en ambos casos, las inyecciones se realizan por fases utilizando empaquetaduras para aislar los taladros. La primera etapa de las inyecciones de consolidación se puede ejecutar con anillos de 3-5 taladros radiales que penetran una profundidad equivalente a un radio en el terreno; los anillos se disponen con un espaciamiento similar al radio del túnel y se inyectan con una presión de 3,5-7,0 kg/cm²; la segunda etapa consiste en anillos intermedios con taladros radiales a 30-40° que penetran una profundidad de 4R en el terreno y que se inyectan a una presión similar a la de servicio. Donde se juzgue necesario se

inyectará una tercera etapa sobre los anillos de la primera, con taladros de 2R de profundidad inyectados con una presión igual o mayor que la de servicio.

Las inyecciones de contacto tienen la finalidad de rellenar los huecos entre el terreno y el revestimiento de hormigón. Se trata de inyecciones de baja presión ($1,5 \text{ kp/cm}^2$) aplicadas a través de taladros de 50 mm que atraviesan el revestimiento y penetran 0,5-0,8 m en la roca, con objeto de consolidar el contorno de la excavación y conseguir una buena adherencia. Las inyecciones de contacto se suelen limitar a la bóveda o a las partes altas de la sección; la densidad de taladros es del orden de 1 cada 6 m^2 y el consumo medio de lechada de 20-30 l/m^2 .

11. TÚNELES SIN REVESTIMIENTO

11.1. Introducción

Los túneles situados en terrenos competentes, en los que no son de temer pérdidas de agua que afecten a la estabilidad de las laderas o que supongan un perjuicio económico significativo, pueden dejarse sin revestir; de hecho, un revestimiento de hormigón en estos terrenos solo consigue una superficie mojada más lisa que permite utilizar velocidades más elevadas, y una reducción en los costes de mantenimiento; no obstante, estas ventajas tienen un coste elevado y conllevan un aumento sustancial del plazo de construcción, por lo que cuando las condiciones son las adecuadas, el túnel sin revestimiento es una solución apropiada que debe ser considerada en competencia con la solución convencional con un revestimiento de hormigón. Por esta razón son frecuentes los túneles hidroeléctricos sin revestir excavados en macizos rocosos de buena calidad, especialmente si son de roca masiva, como los granitos o formaciones similares y algunas rocas metamórficas.

En 1963 la ASCE organizó un simposio sobre túneles sin revestir en el que se presentaron numerosas contribuciones de las empresas eléctricas, que como la Southern California Edison Company, la Hydro-Electric Commission of Tasmania o la Snowy Mountains Hydro-Electric Authority, operaban aprovechamientos hidroeléctricos con túneles no revestidos. En estas contribuciones (Dann, Laverty, Mattimoe, Petrofsky, Spencer, etc.) publicadas en Octubre de 1964, se describieron los criterios de dimensionamiento y de diseño utilizados en la época y se evaluaron los resultados de la explotación, concluyéndose que en todos los casos la solución adoptada había sido la correcta; en este sentido merece la pena resaltar la experiencia del túnel de Kemano, de 17 km de longitud y 7,60 m de diámetro, donde se produjo un desprendimiento importante cuya reparación demoró varios meses y tuvo un coste elevado; a pesar de esta circunstancia la solución adoptada fué la correcta ya que, según la Propiedad, el coste de las reparaciones fué muy inferior al ahorro conseguido al eliminar el revestimiento en el 72 % del túnel (Petrofsky, 1964).

La excavación mecánica ha potenciado la utilización de los túneles sin revestir, puesto que este procedimiento de excavación da una superficie lisa que ocasiona una pérdida de carga inferior a la que tendría la misma sección de excavación revestida y, por otra parte, no deteriora la roca en el entorno del túnel, lo que proporciona una sección más estable que la obtenida con la excavación mediante explosivos.

Los túneles sin revestimiento son una solución frecuente en los aprovechamientos hidroeléctricos construídos en las regiones con formaciones geológicas con rocas de buena calidad, como Escandinavia; como ejemplo se puede citar el proyecto Ulla-Forre, en Noruega, con 125 km de túneles que, en su mayor parte, están sin revestir. En España, al igual que en el resto del Sur de Europa, los túneles hidroeléctricos sin revestir son menos frecuentes, pues sólomente son de este tipo las conducciones de descarga de algunas centrales subterráneas, como Aldeadávila o Villarino, ambas construídas en granito de excelente calidad. En Latinoamérica se han construído recientemente algunos proyectos importantes con túneles sin revestir, como el túnel en presión del salto de Carhuauero¹ en Perú, de 13,1 km de longitud y sección en herradura de 3,80 m de diámetro (Sims, 1987), La Fortuna en Panamá y buena parte de los túneles de los proyectos Chivor y Guavio en Colombia. Es interesante analizar la evolución del diseño conceptual de este último salto, según la descripción que presenta Marulanda, et al., (1987); el diseño de licitación de este proyecto se estaba concluyendo cuando se puso en carga la ampliación del salto de Chivor, situado en una formación geológica similar y que, como es conocido, sufrió una rotura hidráulica que provocó una abundante fuga de agua desde el codo superior del pozo de presión a la galería de acceso; con este motivo se revisó el diseño de Guavio considerando el perfil del terreno corregido eliminando los salientes, lo que llevó a desplazar el pozo vertical 200 m hacia aguas arriba, según se representa en la figura 7.27, tomada del artículo de Marulanda et al. (en la figura 7.27 se representa adicionalmente el perfil revisado del túnel de Chivor, con el que se comprueba la insuficiente cobertura que indujo la mencionada rotura hidráulica); asimismo, en el túnel de presión inferior de Guavio, de 3,60 m de diámetro y sujeto a una carga de 1100 m de c.d.a., se realizaron varias pruebas de rotura hidráulica que permitieron comprobar que las tensiones naturales eran menores que las supuestas, lo que aconsejó extender el blindaje a la mayor parte del tramo horizontal (figura 7.27). Estas incidencias muestran la importancia de comprobar las tensiones naturales del terreno para el diseño de los túneles o pozos sometidos a una presión alta y no blindados, bien durante el diseño en los sondeos de reconocimiento o bien con pruebas en el sitio una vez concluída la excavación.

¹ Es de interés señalar que, ante la imposibilidad de construir el camino de acceso a una galería de ataque intermedia y para cumplir el programa de construcción, se decidió excavar las dos terceras partes de este túnel con una TBM desde el portal de aguas abajo. Ésta fué la primera ocasión en que se ha utilizado una TBM en Perú (WP&DC Handbook, 1992).

11.2. Características hidráulicas

El coeficiente de rugosidad de Manning de un túnel con un revestimiento de hormigón en masa o armado construido con procedimientos modernos suele ser poco mayor que 0,012 cuando es nuevo y estar próximo a 0,013 cuando lleva unos años

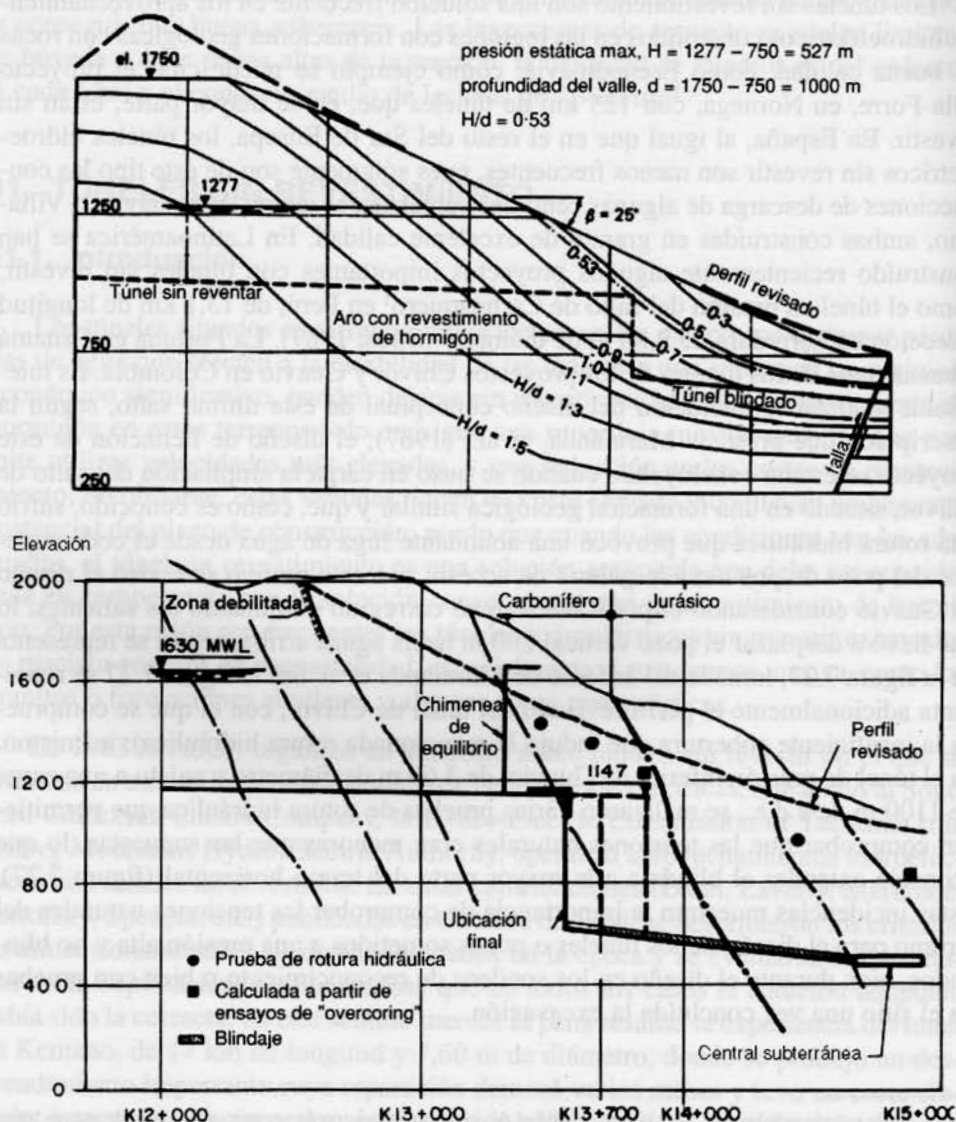


Fig. 7.27

Túneles de baja y alta presión de Chivor y Guavio. Fuente: Broch (1984) y Marulanda et al, (1987).

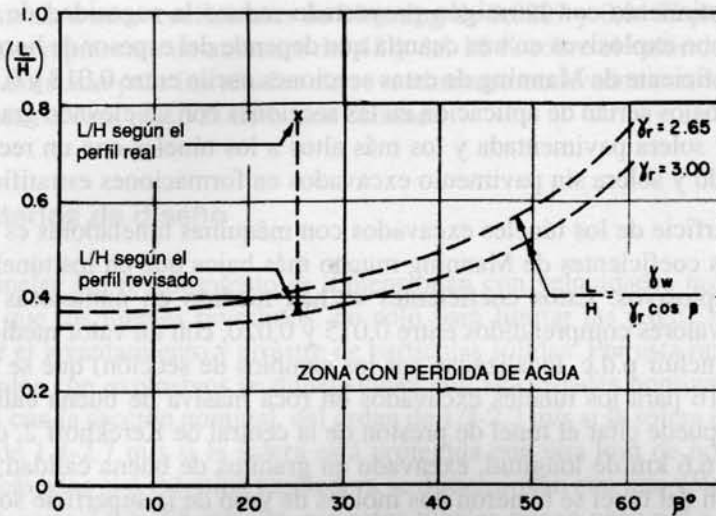


Fig. 7.27

Túneles de baja y alta presión de Chivor y Guavio. Fuente: Broch (1984) y Marulanda et al, (1987).

en operación; por ello, este último valor es un coeficiente razonable para calcular la pérdida de carga en los túneles de presión revestidos. No obstante, se han medido valores superiores, especialmente en los túneles con pérdidas localizadas de importancia; por ejemplo, en los túneles en presión de los proyectos Mantaro y Huinco, en Perú (Victoria, 1989), con longitudes de 19,8 y 10 km, y diámetros de 4,8 y 3,0, respectivamente, se han medido valores del coeficiente de Manning de 0,0156, muy superiores a los valores inicialmente previstos; las mediciones se realizaron a los 11 y 22 años de la puesta en operación y pueden reflejar un deterioro con la operación, ya que el revestimiento de ambos túneles se construyó utilizando encofrados metálicos y medios modernos de puesta en obra del hormigón, y las mediciones iniciales en Mantaro indicaban unos valores normales de la rugosidad.

La rugosidad de los túneles sin revestimiento es muy variada, dependiendo del tipo de terreno, del número de transiciones entre secciones sin revestir y revestidas y del procedimiento de excavación; si ésta se realiza con explosivos en una formación de roca masiva se tienen coeficientes de Manning entre 0,030 y 0,034, por lo que se puede tomar un valor representativo de condiciones medias de 0,032 (en todos los casos, los coeficientes se refieren a las áreas netas de diseño y secciones tipo sin pavimento de hormigón); la pavimentación de la solera con una losa de hormigón como en el túnel representado en la figura 7.13, reduce el coeficiente de fricción global, que considerando una sección en U y unos valores medios de la rugosidad de la roca y del hormigón de la solera, se puede estimar en 0,025-0,028.

El revestimiento con hormigón proyectado reduce la rugosidad de los túneles excavados con explosivos en una cuantía que depende del espesor de hormigón aplicado; el coeficiente de Manning de estas secciones oscila entre 0,018 y 0,025, donde los valores bajos serían de aplicación en las secciones con un elevado grado de recubrimiento y solera pavimentada y los más altos a los túneles con un recubrimiento más reducido y solera sin pavimento excavados en formaciones estratificadas.

La superficie de los túneles excavados con máquinas tuneladoras es lisa, por lo que da unos coeficientes de Manning mucho más bajos que en los túneles excavados con explosivos. Estos coeficientes se han medido en numerosas ocasiones, resultando valores comprendidos entre 0,015 y 0,020, con un valor medio representativo (sin incluir p.d.c. localizadas por los cambios de sección) que se puede estimar en 0,016 para los túneles excavados en roca masiva de buena calidad; como ejemplo se puede citar el túnel de presión de la central de Kerckhoff 2, de 7,5 m de diámetro y 6,6 km de longitud, excavado en granitos de buena calidad; durante la construcción del túnel se hicieron dos moldes de yeso de la superficie sobre los que se midió la rugosidad, estimándose unos coeficientes de Manning de 0,0153 para la superficie excavada con cortadores estándar y 0,0172 para las excavadas con cortadores profundos; el túnel se excavó en su mayor parte con los primeros, y en las pruebas de puesta en carga se midieron coeficientes de rugosidad de 0,0153-0,0161, que coincidían con la estimación inicial (Stutsman, 1987). La misma empresa propietaria, la Pacific Gas & Electric Company, midió en el túnel en presión de Moose River de 4,64 m de diámetro y 1,4 km de longitud (figura 8.21), valores similares.

Es interesante comparar la sección del túnel revestido de hormigón y del excavado con máquina tuneladora y sin revestir que dan p.d.c. iguales; llamando D y D' a los diámetros de cada uno de ellos:

$$\frac{n}{D^{8/3}} = \frac{n'}{D'^{8/3}}; \quad D' = \left(\frac{n}{n'} \right)^{3/8} \cdot D$$

por lo que considerando unos coeficientes de Manning de 0,013 en la sección de hormigón y de 0,016-0,018 en la de roca, se tiene la misma p.d.c. cuando: $D' = 0,925.D-0,885.D$ para $n' = 0,016-0,018$.

Teniendo en cuenta que el espesor del revestimiento del túnel suele ser mayor que $0,06.D$, se puede concluir que, en terrenos de buena calidad, un túnel excavado con topo y sin revestir da una p.d.c. menor que un túnel con la misma sección de excavación y revestido con hormigón. De hecho, si se considera un espesor del revestimiento de 0,35 m se tendría la misma p.d.c. cuando la rugosidad de la sección sin revestimiento fuese:

$$n' = \left(1 + \frac{0,70}{D} \right)^{8/3} \cdot n$$

lo que equivale a unos coeficientes de Manning de 0,0227 y 0,0185 para diámetros de 3 y 5 m, y representa un aumento del 42 y del 16 % sobre el valor de 0,016 anteriormente estimado para los túneles sin revestimiento excavados con tuneladora en formaciones rocosas masivas de buena calidad.

11.3. Criterios de diseño

Los túneles sin revestimiento se dimensionan con velocidades nominales más reducidas que los túneles revestidos, no solo para limitar las p.d.c., sino también para evitar el levantamiento y arrastre de partículas sólidas. Por esta razón los túneles excavados con explosivos se dimensionan con velocidades nominales, es decir, calculadas con la sección nominal, del orden de 1,2-2,2 m/s si la solera está sin pavimentar y de 1.8-2,7 m/s si la solera está protegida con una losa de hormigón. Los túneles excavados con máquina tuneladora se dimensionan con una velocidad nominal mayor, entre 2,0 y 3,5 m/s, ya que estos túneles tienen unas p.d.c. mucho más reducidas y son escasas las partículas sólidas que puedan ser arrastradas por el agua; como ejemplo, se puede citar los casos de los túneles de presión ya mencionados, de Kerckhof 2 y Moose River, dimensionados con velocidades nominales de 3,14 y 2,15 m/s, respectivamente.

Es conveniente pavimentar la solera de los túneles excavados con explosivos con una losa de hormigón armada con una malla electrosoldada y construida sobre el escombros compactado del túnel; la losa se dispone con un espesor de 0,15-0,20 m, con juntas transversales cada 10-15 m y con perforaciones de drenaje para evitar su levantamiento por efecto de la subpresión cuando se vacía el túnel. La finalidad principal de la losa no es reducir la p.d.c., sino evitar el levantamiento de las partículas sólidas y facilitar la movilización de los equipos de mantenimiento o limpieza o las eventuales reparaciones que puedan ser necesarias. En los túneles excavados con topo se suele colocar una pieza prefabricada de hormigón anclada en la solera, a la que se fijan los carriles de rodadura del equipo de extracción de los productos de la excavación; esta pieza puede dejarse durante la operación del salto para cumplir el mismo papel que la losa de hormigón anteriormente mencionada.

En todos los túneles sin revestimiento se debe construir una trampa de rocas donde se recojan las partículas sólidas que pueda arrastrar el agua, evitando que lleguen a las turbinas. La trampa de rocas se sitúa al final del tramo sin revestir y ha de estar provista de un dispositivo que permita su limpieza; Mattimoe, et al. (1964) analizan el diseño de estas trampas de rocas, que de acuerdo con la experiencia australiana (Huval, 1969) deben de tener una superficie de 4-5 m² por cada 1000 m² de superficie en planta de túnel sin revestir; en la figura 7.28 se presenta una trampa de rocas diseñada con estos criterios para un túnel pavimentado con una losa en la solera, de 4 km de longitud y 4,2 m de anchura.

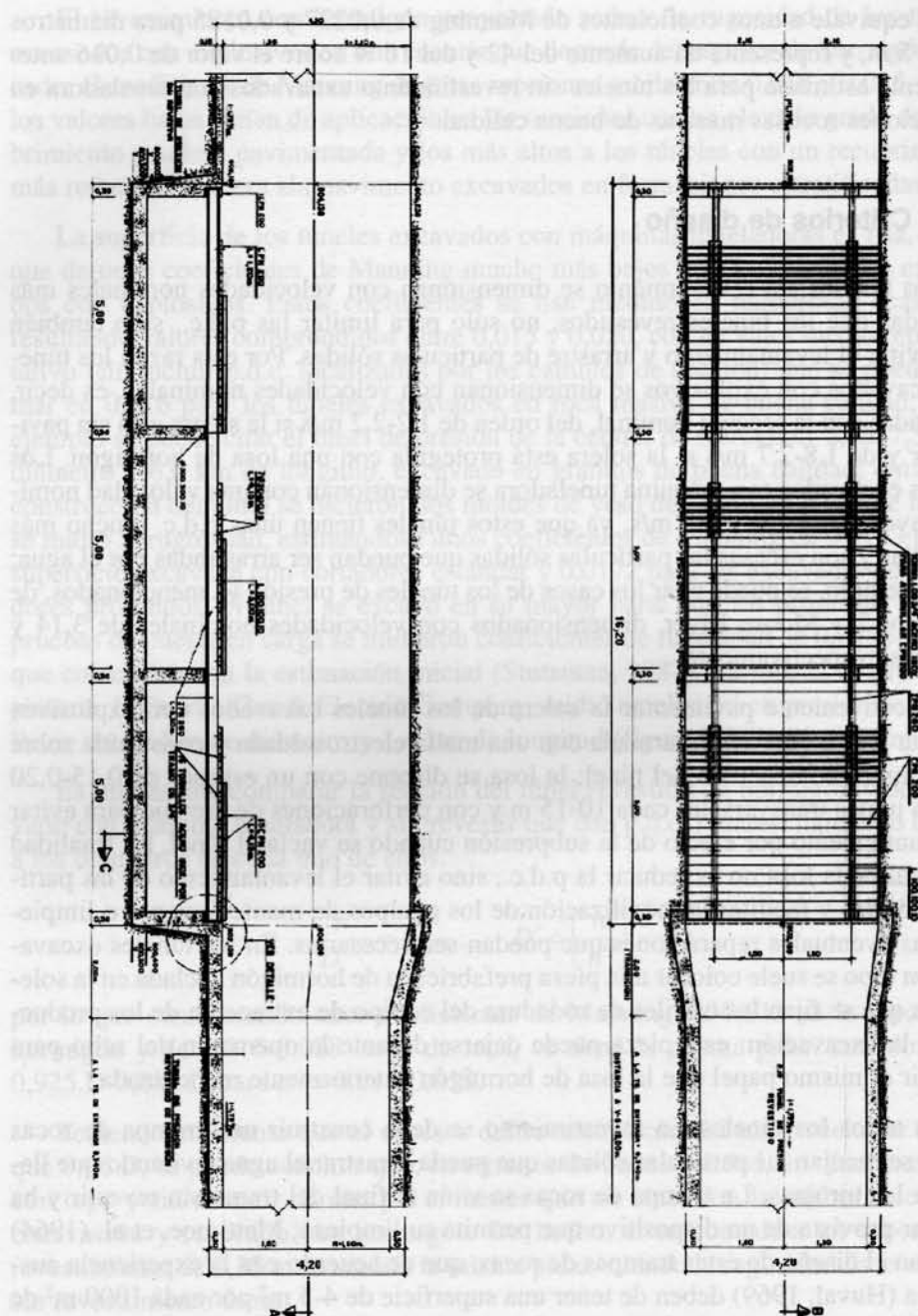
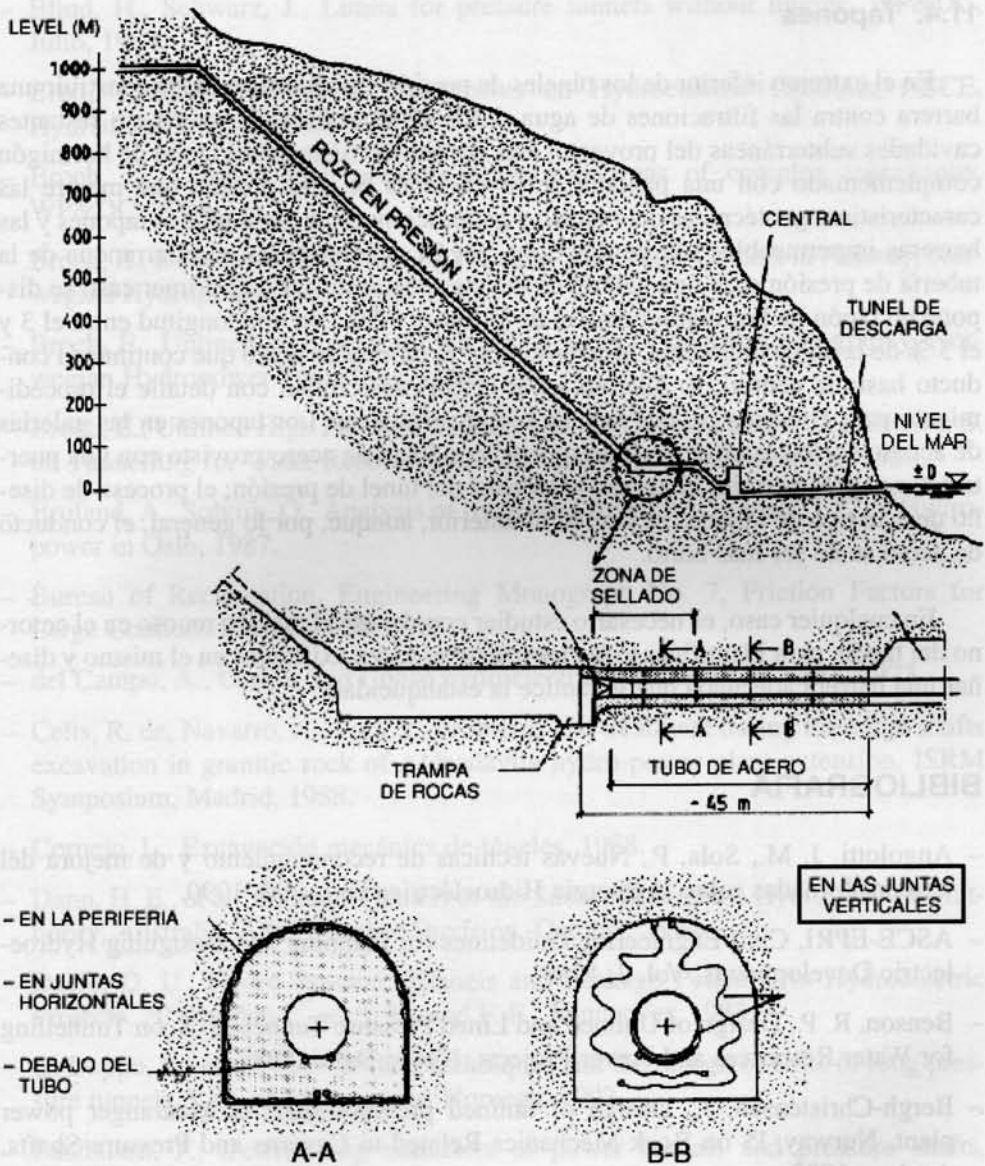


Fig. 7.28

Trampa de rocas. Fuente: INTECSA.



INSTALACION DE LOS CONDUCTOS DE INYECCION

Fig. 7.29

Tapón de hormigón del pozo de Tjodan. Fuente: Palmstron (1987).

11.4. Tapones

En el extremo inferior de los túneles de presión sin revestir se debe construir una barrera contra las filtraciones de agua desde el túnel hacia la caverna o restantes cavidades subterráneas del proyecto; esta barrera consiste en un tapón de hormigón complementado con una pantalla de inyecciones de alta presión que mejore las características geotécnicas del macizo y garantice su estanqueidad. Los tapones y las barreras impermeables son de dos tipos, según estén situadas en el arranque de la tubería de presión o en una galería de ataque o de acceso. En el primer caso se dispone un tapón de hormigón como el de la figura 7.29, con una longitud entre el 3 y el 5 % de la carga hidráulica, atravesado por la tubería de acero que continúa el conducto hasta la central; E. Kleiran, et al (1994) desarrollan con detalle el procedimiento para el diseño de este tipo de barreras estancas. Los tapones en las galerías de acceso suelen estar atravesados por un conducto de acero provisto con una puerta estanca para permitir el acceso al interior del túnel de presión; el proceso de diseño de este tipo de tapones es similar al anterior, aunque, por lo general, el conducto de acero suele ser más corto.

En cualquier caso, es necesario estudiar con detalle el macizo rocoso en el entorno del tapón, para identificar todas las irregularidades existentes en el mismo y diseñar una barrera adecuada que garantice la estanqueidad.

BIBLIOGRAFIA

- Angolotti, J. M., Sola, P., Nuevas técnicas de reconocimiento y de mejora del terreno, Jornadas sobre la Energía Hidroeléctrica en los 90, 1990.
- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Vol. 2, 1989.
- Benson, R. P., Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels, I. S. on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, Nueva Delhi, 1987.
- Bergh-Christensen, J., Design of unlined pressure shaft at Mauranger power plant, Norway, IS on Rock Mechanics Related to Caverns and Pressure Shafts, Aachen, 1982.
- Bergh-Christensen, J., Design of high pressure concrete plugs for hydropower projects; ISRM Symposium, Madrid, 1988.
- Bernold, J., Revestimiento de hormigón para la construcción de túneles según el sistema Bernold.
- Bickel, J. O., Tunnel Engineering Handbook, 1982.

- Blind, H., Schwarz, J., Limits for pressure tunnels without linings, WP&DC, Julio, 1987.
- Brett, T. M., Head-Loss Measurements on Hydroelectric Conduits, ASCE, Hydraulics Division, Enero, 1970.
- Broch, E., Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography, WP&DC, 1984.
- Broch, E., Development of Unlined Pressure Shafts and Tunnels in Norway, Norwegian Hydropower Tunnelling, 1985.
- Broch, E., Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography, Norwegian Hydropower Tunnelling, 1985.
- Broch, E., Unlined High Pressure Tunnels and Air Cushion Surge Chambers, I. S. on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, Nueva Delhi, 1988.
- Bruland, A., Solviik, O., Analysis of roughness in unlined tunnels, I. C. in Hydropower in Oslo, 1987.
- Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 7, Friction Factors for Large Conduits Flowing Full, 1965.
- del Campo, A., Camba and Conso hydroelectric scheme, ROP, Junio, 1973.
- Celis, R. de, Navarro, A., Fora, J., Problems and treatment during the surge shafts excavation in granitic rock of Aldeadávila hydro-power plant extension, ISRM Symposium, Madrid, 1988.
- Cornejo, L., Excavación mecánica de túneles, 1988.
- Dann, H. E., et al., Unlined Tunnels of the Snowy Mountains Hydro-electric Authority, Australia, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- Deere, D. U., Hydro Pressure Tunnels and Leakage Potential in Hydroelectric Projects, 70 Pan Am C. on S. M. and F. E., Vancouver, 1983.
- da Deppo, L., et al., New drilling techniques and the design of adits of long pressure tunnels, I. C. on Hidropower, Noruega, 1992.
- Fahlbusch, F., Determining diameters of power tunnels and pressure shafts, WP&DC, Febrero, 1987.
- Fernández, R., La construcción del túnel de Maule, C. I. Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, 1992.
- García Roselló, J., Feijóo, J., Underground excavation in the Camba-Conso scheme, ROP, Junio, 1973.
- Gysel, M., The headrace tunnel for the Chixoy scheme, WP&DC, 1987.

- Halley, T. H., Tunnel Excavation at the Bad Creek Project, RETC Proceedings, 1987.
- Hambach, P., Uphill work for TBMs, Tunnels & Tunnelling, Abril, 1992.
- Hammar, L., Reduction of head losses in tunnels by means of shotcrete, ASCE, Shotcrete for Underground Support VI, 1993.
- Hanssen, T. H., Rock stress, Norwegian Tunnelling Today, 1988.
- Hoyo, R. del, Concepción y dimensionamiento de las secciones de los túneles de carga de Salas y Albarelllos, I Simposio Nacional de Túneles, 1974.
- Hoek E., Brown, E. T., Underground Excavation in Rock, 1980.
- Humphreis, R. W., Connors, R. C., Design and performance of the Cat Arma dams and tunnels, WP&DC, Agosto, 1988.
- Huval, C. J., Hydraulic Design of Unlined Tunnels, ASCE, Hydraulics Division, Julio, 1969.
- Khangura, D. S., Kapoor, P. N., Economic Diameter of Head race Tunnel, IS on Tunnelling for Water resources and power projects, New Delhi, 1988
- Kleiner, D. E., et al, Bath County Tunnel System Tretment Program, WP'87.
- Janzon, H., Buechi, E., Record Performance of TBM an the 13.5 km Amlach Tunnel, Austria, RETC Proceedings, 1987.
- Johansen, E. D., Solvik, O., The roughness of TBM-tunnels subjected to rock bursting, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Johansson, R., Rock Support and Excavation under Various Conditions, IS on Tunnelling for Water Resources and Power projects, New Delhi, 1988.
- Laverty, B. R., Ludwig, K. R., Design and Performance of Mammoth Pool Tunnel, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- Liu, S. C., Hsieh, C.S., The Mingtan pumped storage project in Taiwan, WP&DC, Febrero, 1991
- Lombardi, G., Dimensioning of tunnel lining, 1971.
- López Jimeno, C., Editor, Manual de túneles y obras subterráneas, 1996.
- López Jimeno, C., Editor, Ingeotúneles, 1998.
- Martín, M., Innovación tecnológica en aprovechamientos hidroeléctricos, Jornadas sobre la Energía Hidroeléctrica en los 90, 1990.
- Martin, D., 125 km of tunnels in Norway's largest hydro scheme, Tunnels & Tunnelling, Mayo, 1983.

- Marulanda, A., et al., Design of Unlined High Pressure Tunnels for Guavio Hydropower Plant in Colombia, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Matt, P., Prestressed Pressure Tunnels, WP&DC, Mayo 1977.
- Mattimoe, J. J., et al., Rock Trap Experience in Unlined Tunnels, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- Mendaña, F., Avances en la construcción de presas y obras subterráneas, Jornadas sobre la Energía Hidroeléctrica en los 90, 1990.
- Ming, Lu, Brown, E. T., Designing unlined pressure tunnels in jointed rock, WP&DC, Noviembre, 1988.
- Muir, A. M., et al., Dams and their tunnels, WP&DC, Febrero-Mayo, 1980.
- Ortega, P. A., et al., Construcción del túnel de conducción de 21 km del Proyecto Hidroeléctrico de Zimapán, Hgo, C. I. Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Aca-pulco, 1992.
- Palmstron, A., Schanche, K. Design features at Tjodan save time and money, WP&DC, Junio, 1987.
- Petri, G., Diseño Geotécnico de Túneles, 1990.
- Petrofsky, A. M., Contractor's View on Unlined Tunnels, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- Rabcewicz, L., Golser, J., Principles of dimensioning the supporting system for the «New Austrian tunnelling method», WP, Marzo, 1973.
- Rienoessl, K, Experience from More Than 400 km of tunnel Construction in the Hydro-power Plants of the Vebund-Group, IS on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, New Delhi, 1988.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Cañizo, L. del, Obras Subterráneas, Capítulo 17 de Geotecnia y Cimientos III, de Jiménez J., A. Editor, 1980.
- Schleiss, A., Design of pervious pressure tunnels, WP&DC, Mayo, 1986.
- Schleiss, A., Design Criteria for Pervious and Unlined Pressure Tunnels, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Seeber, G., Power conduits for high head plants, WP&DC, Junio-Julio, 1985.
- Simms, G. P., The Tunnels of the Carhuauquero Project, I. C. on hydropower in Oslo, 1987.
- Singh, R., et al., Nathpa Jhakri: a challenging 1500 MW scheme in the Himalayas, H&D, 5/1998.

- Skjeggedal, T., Experience from boring of shafts in hard rock, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Solvik, F., Design criteria for asphalt and concrete pavement in unlined tunnels, I. C. on Hydropower, Lillehammer, Noruega, 1992.
- Spencer, R. W., Lavery, B. R., Barber, D. A., Unlined Tunnels of the Southern California Edison Company, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- Stutsman, R. D., TBM tunnel friction values for the Kerckhoff 2 Project, WP '91
- Szechy, K., Traité de construction des tunnels, 1970.
- Thidemann, A., et al., Long term stability in Norwegian tunnels, I. C. on Hydropower, Lillehammer, Noruega, 1992.
- Thomas, H. H., Whitman, L.S., Tunnels for Hydroelectric Power in Tasmania, ASCE, Power Division, Octubre, 1964.
- US Army Corps of Engineers, Tunnels and shafts in rock, EM 15, 1978.
- Vasilescu, M. S., Benziger, C. P., Kwiatowski, R. W., Design of Rock Caverns for Hydroelectric Projects,
- Victoria, J. J., Some experience with head losses in lined tunnels in Peru, WP&DC, Diciembre, 1989.
- Widgery, N. J., et al., Hydropower and the Lesotho Highlands Water Project, I. C. on Hydropower, Lillehammer, Noruega, 1992.
- Witt, M. J., Constructing the Drakensberg pressure tunnels, WP&DC, Junio, 1983.

Chimeneas de equilibrio: funcionamiento y tipología

1. FINALIDAD

Ya se vió (capítulo 1) que la energía cinética del agua moviéndose en una galería de presión de longitud media alcanza valores muy grandes; como ejemplo se puede mencionar que la masa de agua contenida en una galería de 6 km de longitud y 5 m de diámetro pesa 120.000 t por lo que, con una velocidad de 4 m/s, alcanza una energía cinética $120 \cdot 10^6$ N.m, mayor que la de un tren de 600 t lanzado a 200 km/h. Por otra parte, la parada o arranque de las turbinas ha de poderse realizar en un tiempo muy corto, del orden de 5-12 s en el caso de las turbinas Francis y de 30-40 s en el caso de las Pelton, mientras que los cambios de régimen con aumento o reducción del caudal turbinado son casi instantáneos; es obvio que para amortiguar esta energía durante la parada o para movilizarla durante el arranque, se precisa un dispositivo que facilite la operación en el tiempo requerido sin que se produzcan oscilaciones de presión en la conducción excesivamente grandes; asimismo, este dispositivo también se necesita para acelerar o decelerar toda la masa de agua existente en la galería durante las frecuentes maniobras de apertura o cierre parciales del distribuidor para modificar la potencia generada.

El dispositivo utilizado para estos menesteres es la chimenea de equilibrio que, en esencia, es un depósito en comunicación con la galería que permite transformar la energía cinética del agua en energía potencial (energía de posición), así como almacenar o suministrar el excedente o sobrante de caudal mientras se decelera o acelera el agua en la galería. En consecuencia, la finalidad de la chimenea de equilibrio es múltiple, destacando entre sus cometidos los de:

- permitir la ejecución de las maniobras de apertura o cierre de las turbinas en un tiempo corto, sin que se produzcan variaciones de presión excesivas,
- almacenar o suministrar el caudal de agua sobrante o faltante mientras dura el proceso de deceleración o aceleración de la masa de agua en la galería,
- proporcionar una superficie libre próxima a la central que facilite la operación del salto,
- reducir notablemente la longitud de conducción sometida a golpe de ariete, dejándola limitada a la tubería forzada.

La necesidad o conveniencia de intercalar una chimenea de equilibrio entre el embalse y la central depende de las características del salto, especialmente de la longitud de la galería en presión, la velocidad del agua, la caída utilizada por las turbinas y el tipo de operación de la central. En este sentido, hay que mencionar que las chimeneas de equilibrio son estructuras con un coste elevado, por lo que se debe evaluar con detalle la necesidad o conveniencia de su instalación y, en caso positivo, optimizar su forma y dimensiones.

Asimismo, en las centrales subterráneas con túneles de descarga en presión largos se necesita una chimenea de equilibrio aguas abajo de la central; el funcionamiento de esta chimenea es similar al de la situada aguas arriba de la central, pero de signo contrario (descenso de nivel en el cierre y ascenso en la apertura).

2. FUNCIONAMIENTO

2.1. Cierre

En la figura 8.1 se representa esquemáticamente el circuito hidráulico de un aprovechamiento hidroeléctrico típico, integrado por un embalse de cabecera, una galería en presión con una chimenea de equilibrio en su extremo inferior, una tubería en presión en prolongación de la galería y una central en el extremo inferior del salto. El caudal circulante en este sistema es controlado por el regulador de la turbina, que abre o cierra el distribuidor para modificar la potencia generada en función de la demanda energética. Cuando el distribuidor está cerrado el caudal circulante es nulo y no existe p.d.c. en la galería, por lo que el nivel en la chimenea de equilibrio coincide con el nivel del embalse de cabecera; por el contrario, cuando por la galería está circulando el caudal Q_0 , se produce una p.d.c. P_0 y el nivel del agua en la chimenea se sitúa P_0 m por debajo del nivel estático correspondiente al caudal nulo; este desnivel P_0 engloba las p.d.c. lineales por rozamiento en la galería y las p.d.c. localizadas (en la toma, codos, compuertas, etc.), todas las cuales son proporcionales a v_0^2 , donde v_0 es la velocidad del agua en la galería. Asimismo, P_0 debería incluir también la p.d.c. y la altura de velocidad en la chimenea; no obstante, estos compo-

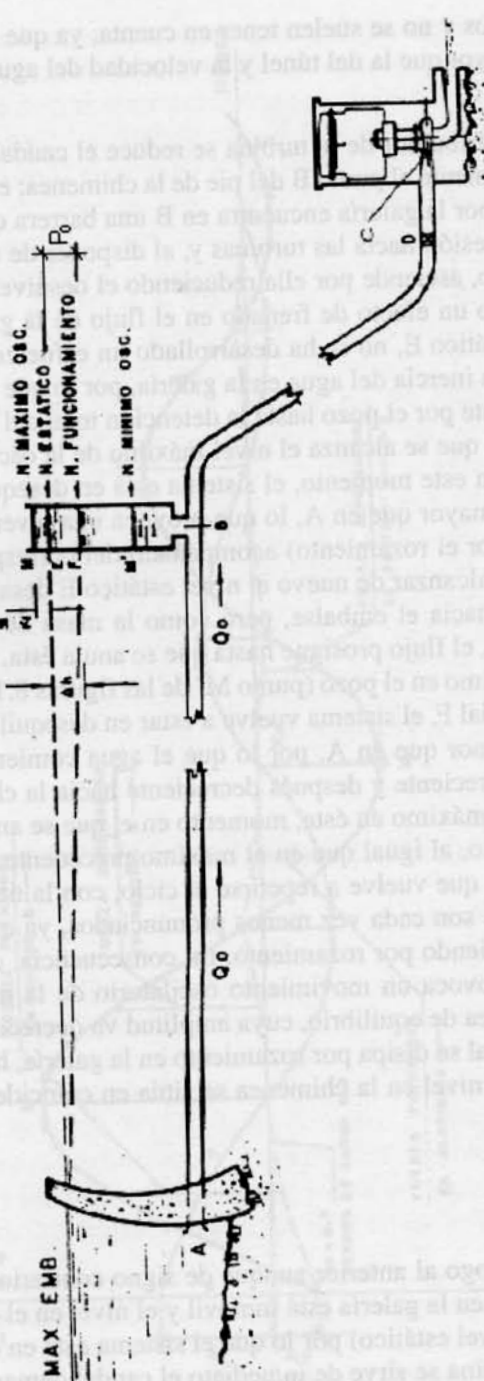


Fig. 8.1

nentes son pequeños y no se suelen tener en cuenta, ya que la sección de la chimenea es bastante mayor que la del túnel y la velocidad del agua en ella es mucho más reducida.

Al cerrar el distribuidor de la turbina se reduce el caudal utilizado en C, lo que se transmite rápidamente al punto B del pie de la chimenea; en consecuencia, el caudal Q_0 que circula por la galería encuentra en B una barrera que le impide proseguir por la tubería en presión hacia las turbinas y, al disponer de una salida hacia la chimenea de equilibrio, asciende por ella reduciendo el desnivel EF inicialmente existente y produciendo un efecto de frenado en el flujo de la galería. Cuando el agua alcanza el nivel estático E, no se ha desarrollado un esfuerzo de frenado suficiente para contrarrestar la inercia del agua en la galería, por lo que sigue ascendiendo con velocidad decreciente por el pozo hasta la detención total del agua en la galería y en la chimenea, con lo que se alcanza el nivel máximo de la oscilación (punto M de la figura 8.1 y 8.2). En este momento, el sistema está en desequilibrio, puesto que en B hay una presión mayor que en A, lo que provoca una inversión del flujo de agua (frenado en parte por el rozamiento) acompañado del correspondiente descenso de agua en el pozo; al alcanzar de nuevo el nivel estático E desaparece el desnivel que impulsaba el agua hacia el embalse, pero como la masa de agua en la galería ha adquirido velocidad, el flujo prosigue hasta que se anula ésta, momento en el que se alcanza el nivel mínimo en el pozo (punto M' de las figuras 8.1 y 8.2). En este punto, más bajo que el inicial F, el sistema vuelve a estar en desequilibrio, puesto que en B hay una presión menor que en A, por lo que el agua comienza a moverse con velocidad primero creciente y después decreciente hacia la chimenea, hasta que se alcanza un segundo máximo en ésta, momento en el que se anula la velocidad en la galería. En este punto, al igual que en el máximo precedente M, el sistema está en desequilibrio, por lo que vuelve a repetirse el ciclo, con la única diferencia de que los valores extremos son cada vez menos pronunciados, ya que la energía cinética inicial se va consumiendo por rozamiento. En consecuencia, el cierre del distribuidor de la turbina provoca un movimiento oscilatorio de la masa de agua entre el embalse y la chimenea de equilibrio, cuya amplitud va decreciendo a medida que la energía cinética inicial se disipa por rozamiento en la galería, hasta que la velocidad en ésta se anula y el nivel en la chimenea se sitúa en coincidencia con el nivel del embalse.

2.2. Apertura

Este caso es análogo al anterior aunque de signo contrario. En el inicio de una apertura total el agua en la galería está inmóvil y el nivel en el pozo coincide con el nivel del embalse (nivel estático) por lo que el sistema está en equilibrio; al abrir el distribuidor de la turbina se sirve de inmediato el caudal demandado, lo que provoca una depresión en la tubería forzada que se transmite rápidamente a la base de la

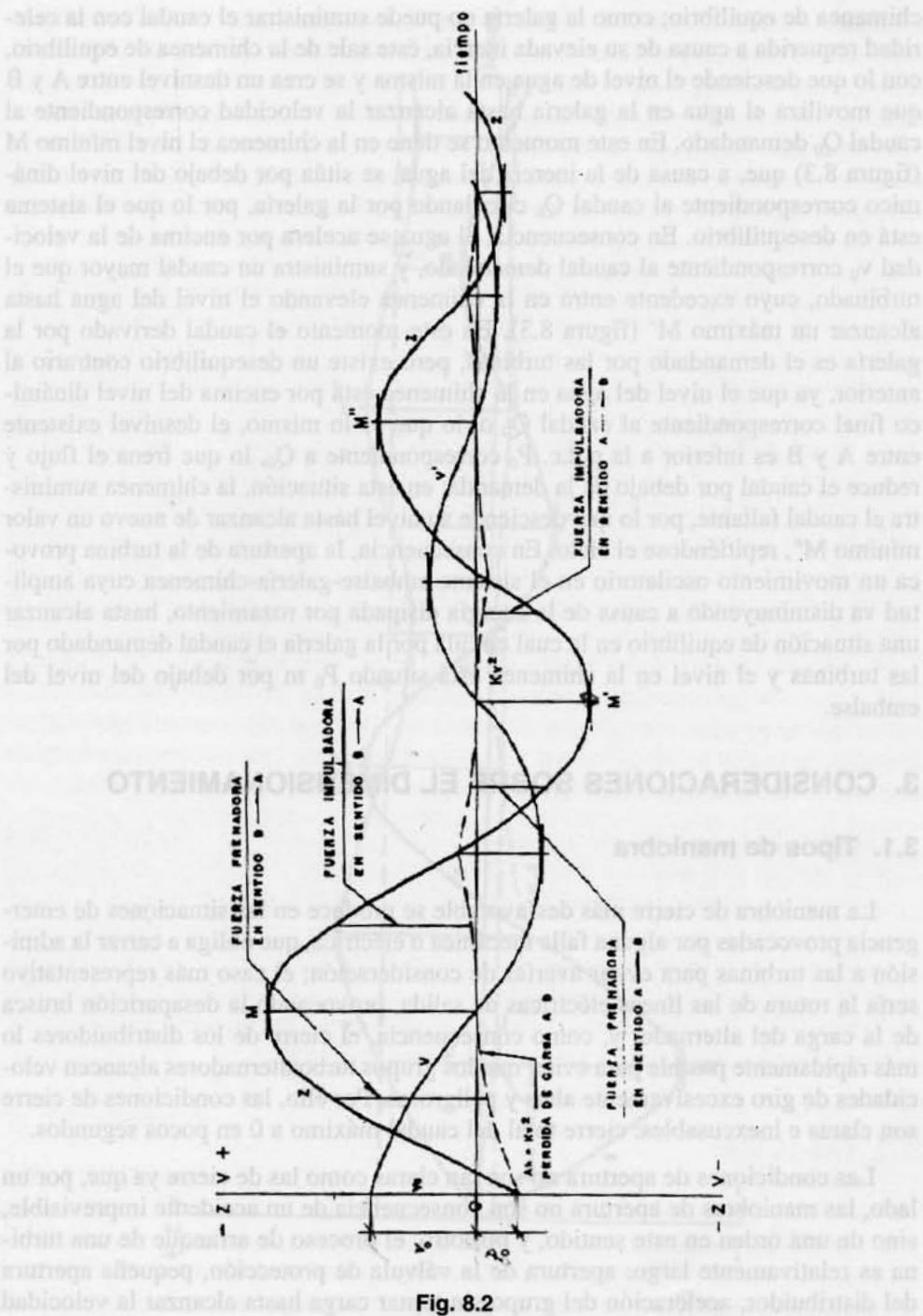


Fig. 8.2

chimenea de equilibrio; como la galería no puede suministrar el caudal con la celeridad requerida a causa de su elevada inercia, éste sale de la chimenea de equilibrio, con lo que desciende el nivel de agua en la misma y se crea un desnivel entre A y B que moviliza el agua en la galería hasta alcanzar la velocidad correspondiente al caudal Q_0 demandado. En este momento se tiene en la chimenea el nivel mínimo M (figura 8.3) que, a causa de la inercia del agua, se sitúa por debajo del nivel dinámico correspondiente al caudal Q_0 circulando por la galería, por lo que el sistema está en desequilibrio. En consecuencia, el agua se acelera por encima de la velocidad v_0 correspondiente al caudal demandado, y suministra un caudal mayor que el turbinado, cuyo excedente entra en la chimenea elevando el nivel del agua hasta alcanzar un máximo M' (figura 8.3). En este momento el caudal derivado por la galería es el demandado por las turbinas, pero existe un desequilibrio contrario al anterior, ya que el nivel del agua en la chimenea está por encima del nivel dinámico final correspondiente al caudal Q_0 o, lo que es lo mismo, el desnivel existente entre A y B es inferior a la p.d.c. P_0 correspondiente a Q_0 , lo que frena el flujo y reduce el caudal por debajo de la demanda; en esta situación, la chimenea suministra el caudal faltante, por lo que desciende su nivel hasta alcanzar de nuevo un valor mínimo M", repitiéndose el ciclo. En consecuencia, la apertura de la turbina provoca un movimiento oscilatorio en el sistema embalse-galería-chimenea cuya amplitud va disminuyendo a causa de la energía disipada por rozamiento, hasta alcanzar una situación de equilibrio en la cual circula por la galería el caudal demandado por las turbinas y el nivel en la chimenea está situado P_0 m por debajo del nivel del embalse.

3. CONSIDERACIONES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO

3.1. Tipos de maniobra

La maniobra de cierre más desfavorable se produce en las situaciones de emergencia provocadas por alguna falla mecánica o eléctrica, que obliga a cerrar la admisión a las turbinas para evitar averías de consideración; el caso más representativo sería la rotura de las líneas eléctricas de salida, provocando la desaparición brusca de la carga del alternador y, como consecuencia, el cierre de los distribuidores lo más rápidamente posible para evitar que los grupos turboalternadores alcancen velocidades de giro excesivamente altas y peligrosas. Por ello, las condiciones de cierre son claras e inexcusables: cierre total del caudal máximo a 0 en pocos segundos.

Las condiciones de apertura no son tan claras como las de cierre ya que, por un lado, las maniobras de apertura no son consecuencia de un accidente imprevisible, sino de una orden en este sentido, y por otro, el proceso de arranque de una turbina es relativamente largo: apertura de la válvula de protección, pequeña apertura del distribuidor, aceleración del grupo sin tomar carga hasta alcanzar la velocidad

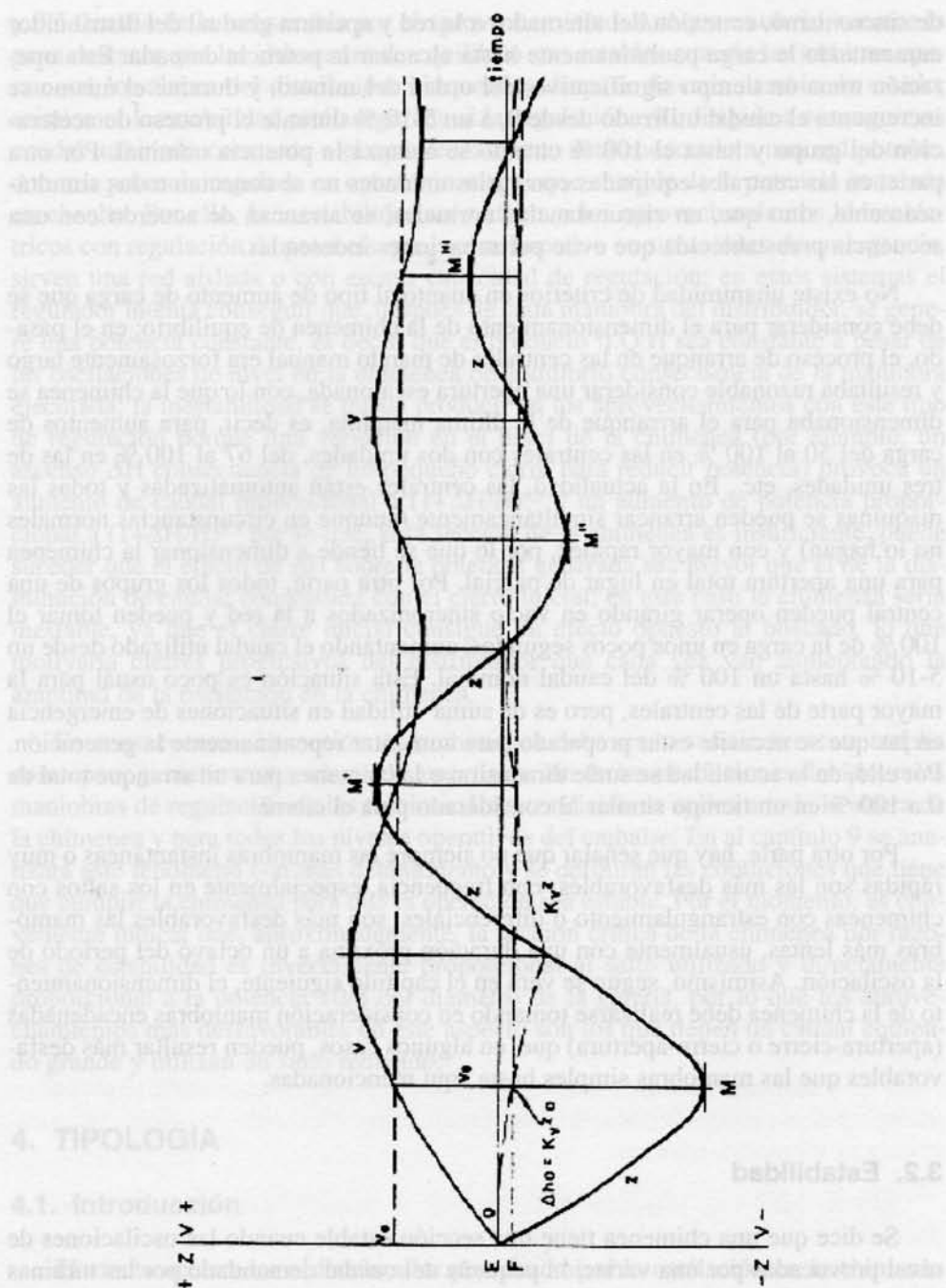


Fig. 8.3

de sincronismo, conexión del alternador a la red y apertura gradual del distribuidor aumentando la carga paulatinamente hasta alcanzar la potencia deseada. Esta operación toma un tiempo significativo, del orden del minuto, y durante el mismo se incrementa el caudal utilizado desde 0, a un 5-10 % durante el proceso de aceleración del grupo y hasta el 100 % cuando se alcanza la potencia nominal. Por otra parte, en las centrales equipadas con varias unidades no se conectan todas simultáneamente, sino que, en circunstancias normales, se arrancan de acuerdo con una secuencia preestablecida que evite perturbaciones indeseadas.

No existe unanimidad de criterios en cuanto al tipo de aumento de carga que se debe considerar para el dimensionamiento de la chimenea de equilibrio; en el pasado, el proceso de arranque en las centrales de mando manual era forzosamente largo y resultaba razonable considerar una apertura escalonada, con lo que la chimenea se dimensionaba para el arranque de la última máquina, es decir, para aumentos de carga del 50 al 100 % en las centrales con dos unidades, del 67 al 100 % en las de tres unidades, etc.. En la actualidad, las centrales están automatizadas y todas las máquinas se pueden arrancar simultáneamente (aunque en circunstancias normales no lo hagan) y con mayor rapidez, por lo que se tiende a dimensionar la chimenea para una apertura total en lugar de parcial. Por otra parte, todos los grupos de una central pueden operar girando en vacío sincronizados a la red y pueden tomar el 100 % de la carga en unos pocos segundos, aumentando el caudal utilizado desde un 5-10 % hasta un 100 % del caudal nominal. Esta situación es poco usual para la mayor parte de las centrales, pero es de suma utilidad en situaciones de emergencia en las que se necesite estar preparado para aumentar repentinamente la generación. Por ello, en la actualidad se suele dimensionar la chimenea para un arranque total de 0 a 100 % en un tiempo similar al considerado para el cierre.

Por otra parte, hay que señalar que no siempre las maniobras instantáneas o muy rápidas son las más desfavorables; con frecuencia, especialmente en los saltos con chimeneas con estrangulamiento o diferenciales, son más desfavorables las maniobras más lentas, usualmente con una duración próxima a un octavo del período de la oscilación. Asimismo, según se verá en el capítulo siguiente, el dimensionamiento de la chimenea debe realizarse tomando en consideración maniobras encadenadas (apertura-cierre o cierre-apertura) que, en algunos casos, pueden resultar más desfavorables que las maniobras simples hasta aquí mencionadas.

3.2. Estabilidad

Se dice que una chimenea tiene una sección estable cuando las oscilaciones de nivel provocadas por una variación pequeña del caudal demandado por las turbinas tienden a amortiguarse con el tiempo. La estabilidad o inestabilidad de la chimenea depende no solo de sus dimensiones, sino también del tipo de regulación impuesta

y del tamaño de la red servida por el aprovechamiento. Aunque es obvio, merece la pena destacar que las chimeneas de equilibrio son estables cuando las turbinas operan con los álabes del distribuidor bloqueados después de cada cambio de estado; asimismo, la estabilidad está asegurada si la regulación está dirigida a conseguir un caudal turbinado constante o el aprovechamiento está conectado a una red potente, con una potencia regulada en operación mayor que el triple de la potencia instalada en el salto. Por ello, la inestabilidad solo afecta a los aprovechamientos hidroeléctricos con regulación de potencia que, normalmente o en situaciones de emergencia, sirven una red aislada o con escasa capacidad de regulación; en estos sistemas el regulador intenta conseguir que, después de cada maniobra del distribuidor, se genere una potencia constante, es decir, que el producto $\eta.Q.H$ sea constante a pesar de las oscilaciones de nivel en la chimenea de equilibrio consecuencia de la maniobra ejecutada; la inestabilidad se puede producir en los aprovechamientos con este tipo de regulación porque una variación en el nivel de la chimenea (por ejemplo, un ascenso ΔH consecuencia de un pequeño cierre para reducir potencia) provoca un aumento de caudal proporcional a $(1+\Delta H/H)^{0.5}$ y un aumento de potencia proporcional a $(1+\Delta H/H)^{1.5}$ por lo que, si la sección de la chimenea es insuficiente, puede suceder que el efecto de ΔH sobre la potencia generada sea mayor que el de la disminución de caudal conseguida con el cierre inicial; en este caso la chimenea sería inestable, ya que el cierre inicial consigue un efecto opuesto al buscado, lo que motivaría cierres progresivos del distribuidor que cada vez van aumentando la amplitud de la oscilación en la chimenea.

En consecuencia, la sección de la chimenea debe ser lo suficientemente amplia como para garantizar una adecuada amortiguación de las oscilaciones debidas a las maniobras de regulación de las turbinas. Esta condición se aplica a toda la altura de la chimenea y para todos los niveles operativos del embalse. En el capítulo 9 se analizará este fenómeno con más detenimiento y se definirán las condiciones que tiene que cumplir la chimenea para que la operación sea estable. Por el momento, es conveniente indicar que, aproximadamente, la sección crítica de la chimenea por razones de estabilidad es inversamente proporcional al salto utilizado y directamente proporcional a la potencia $10/3$ del diámetro de la galería, por lo que los aprovechamientos más desfavorables en este aspecto son los que tienen un caudal equiparado grande y utilizan un salto reducido.

4. TIPOLOGIA

4.1. Introducción

El efecto acelerador o decelerador provocado por la oscilación en la chimenea es proporcional al desnivel creado, por lo que la eficacia de cada m^3 de capacidad de chimenea crece al aumentar la diferencia de nivel entre su posición y el nivel

estático. En consecuencia, la solución más económica se consigue concentrando el volumen de la chimenea en la parte superior e inferior, es decir, construyendo un pozo con la sección mínima posible y disponiendo una cámara en cada extremo. Este procedimiento da origen a un tipo de chimenea muy frecuente, denominado chimenea con cámaras; la cámara inferior se denomina cámara de alimentación, ya que proporciona el volumen de agua solicitado por la turbina durante el arranque, y la superior cámara de expansión, puesto que recibe el caudal rechazado durante la parada.

El efecto multiplicador del desnivel se puede conseguir también en forma artificial creando una pérdida de carga localizada en la base de la chimenea, cuya altura equivalente se suma al desnivel real existente, lo que permite, al menos en teoría, conseguir un efecto equiparable al obtenido con el desnivel de las cámaras, con la ventaja adicional de que también se aplicaría a todo el volumen del pozo (en la realidad, el efecto es más limitado a causa de la imposibilidad de conseguir en todas las situaciones operacionales la p.d.c. requerida). Este efecto multiplicador se puede conseguir con un estrangulamiento más o menos complejo situado en la conexión entre la chimenea y la galería que ocasione la p.d.c. buscada; las chimeneas de equilibrio dotadas de este dispositivo se denominan chimeneas con estrangulamiento y son, juntamente con las anteriores, las más frecuentemente utilizadas.

La p.d.c. se puede conseguir también instalando en el interior de la chimenea un tubo elevador en prolongación del pozo de conexión con la galería, por el cual entra el caudal de agua rechazado por la turbina, provocando el rápido ascenso del nivel hasta sobrepasar su borde superior y verter en el pozo exterior, con lo que se consigue un desnivel efectivo equivalente a la p.d.c. del caso precedente. Por otra parte, el arranque de la turbina provoca el rápido descenso del nivel en el conducto elevador, lo cual crea una diferencia de nivel con el pozo exterior que induce la salida del caudal requerido por las turbinas a través de unas pequeñas aberturas de interconexión que se disponen en la base del conducto elevador; en realidad, este tipo de chimenea es un caso particular del anterior en el cual la p.d.c. buscada se consigue con el elevador en el cierre y con las troneras en la apertura, y se pone de manifiesto mediante la diferencia de nivel del agua en el pozo de la chimenea y en el conducto elevador. Este tipo de chimenea se denomina chimenea diferencial o tipo Johnson y fué muy utilizado en EUA, gracias a algunas ventajas operacionales y, probablemente, también como consecuencia del sencillo procedimiento de cálculo propuesto para su dimensionamiento.

Alternativamente, el efecto multiplicador se puede conseguir modificando la presión sobre la superficie libre en lugar de creando la p.d.c. en la inserción. En este caso, la chimenea de equilibrio se transforma en un tanque presurizado con agua y aire comprimido, que se sitúa en las proximidades de la central, por debajo del nivel de agua en el embalse; este tanque recibe el caudal rechazado por la turbina duran-

te el cierre, lo cual reduce el volumen de aire y aumenta su presión, consiguiendo el efecto de frenado buscado; asimismo, durante la apertura, el depósito suministra el caudal de agua demandado por la turbina, con lo que aumenta el volumen de aire y se reduce su presión y, en consecuencia se incrementa el gradiente en la galería y se acelera el flujo de la masa de agua. Este es un dispositivo típico de las instalaciones de bombeo que en los últimos años se ha incorporado a los aprovechamientos hidroeléctricos con una notable extrapolación de tamaños y presiones.

En resumen, existen cinco tipos básicos de chimeneas de equilibrio que se diferencian por los dispositivos utilizados para potenciar su efectividad. Estos tipos de chimenea son:

- pozo simple, que carece de dispositivos especiales,
- con cámaras, en las que la mejora de eficacia se consigue concentrando el volumen de la chimenea en sus extremos superior e inferior,
- con estrangulamiento, en las que se dispone un estrangulamiento en la inserción del pozo con la chimenea para provocar una p.d.c. elevada que mejore la eficiencia,
- diferencial, en las que la p.d.c. se consigue disponiendo dentro de la chimenea un conducto elevador en prolongación del pozo de conexión con la galería, provisto con unas troneras de comunicación con el pozo exterior,
- depósito presurizado, que mejora la eficacia aumentando o disminuyendo la presión sobre la superficie del agua.

Estos cinco tipos de chimeneas se describen brevemente a continuación.

4.2. Chimenea simple

Este tipo de chimenea es poco frecuente porque suele resultar costoso en comparación con sus alternativas con cámaras o estrangulamiento; por ello, solo se suele utilizar cuando:

- las dimensiones principales vienen determinadas por razones de estabilidad, por lo que se gana poco instalando dispositivos que reduzcan la amplitud de las oscilaciones,
- se quiere conseguir que las variaciones de nivel en la chimenea sean graduales o evitar la transmisión parcial de ondas de presión de golpe de ariete hacia la galería,
- la chimenea es pequeña y no amerita refinamientos que compliquen su construcción.

Es de notar que, aún en las chimeneas simples, se produce una p.d.c. en la conexión con la galería, lo que introduce un efecto similar aunque de menor cuantía que el de un estrangulamiento; en el caso más sencillo de un pozo simple con una conexión corta en T con la galería de presión, se produce una p.d.c. del orden de 1-2 veces la altura de velocidad en el conducto de conexión, lo que puede tener un efecto significativo en los aprovechamientos con galerías de presión cortas.

Un ejemplo notable de este tipo es la chimenea del salto de Saucelle-Huebra sobre el río Duero, cuyo pozo tiene un diámetro de 50 m, una altura de 36,5 m y un volumen de 72.000 m³ (figura 8.4). En este caso, la sección de la chimenea (2.100 m² contando los dos pozos de compuertas) viene determinada por razones de estabilidad y las oscilaciones resultantes son pequeñas, por lo que no existe interés en instalar dispositivos amortiguadores; adicionalmente, la inserción produce una p.d.c. importante en relación con la p.d.c. en la galería y el volumen de la parte superior de la chimenea es sin coste, ya que está construída en un macizo granítico cuya superficie está más alta que cualquier posible oscilación ascendente. Por estas mismas razones, este tipo de chimeneas es relativamente frecuente en las galerías de descarga de las centrales subterráneas que suelen tener secciones importantes y oscilaciones relativamente pequeñas.

4.3. Chimenea con cámaras

Estas chimeneas tienen una cámara superior de expansión, para almacenar el caudal rechazado durante el cierre y mantener el efecto de frenado, y otra inferior de alimentación, para suministrar el caudal demandado durante la apertura mientras se acelera la masa de agua en la galería. Estas dos cámaras están conectadas por un pozo intermedio cuyo efecto amortiguador es marginal y, a su vez, la cámara inferior está comunicada con la galería de presión mediante un pozo o galería de conexión.

Este tipo de chimeneas está indicado en aquellos casos en los que el pozo puede tener una sección reducida, lo que sucede en los aprovechamientos con un salto grande o un caudal equipado pequeño, ya que la colaboración del pozo intermedio en el control de las oscilaciones es insignificante; por ello, este pozo suele construirse con el diámetro mínimo compatible con la estabilidad y se concentra el volumen de la chimenea en las dos cámaras, con lo que se consigue una reducción de coste apreciable, como por ejemplo en las chimeneas de los aprovechamientos de Villarino (figura 8.21), Chixoy (figura 8.5), Tavera (figura 8.6) y Guavio, situados en España, Guatemala, R. Dominicana y Colombia, respectivamente.

La cámara inferior se suele disponer como una galería inclinada con una sección similar a la del pozo, como en la chimenea de La Coche (figura 12.1) con un pozo de 118 m de profundidad y 3,2 m de diámetro y una cámara de alimentación de 118 m de longitud e igual diámetro que al del pozo. El coste unitario de la cámara infe-

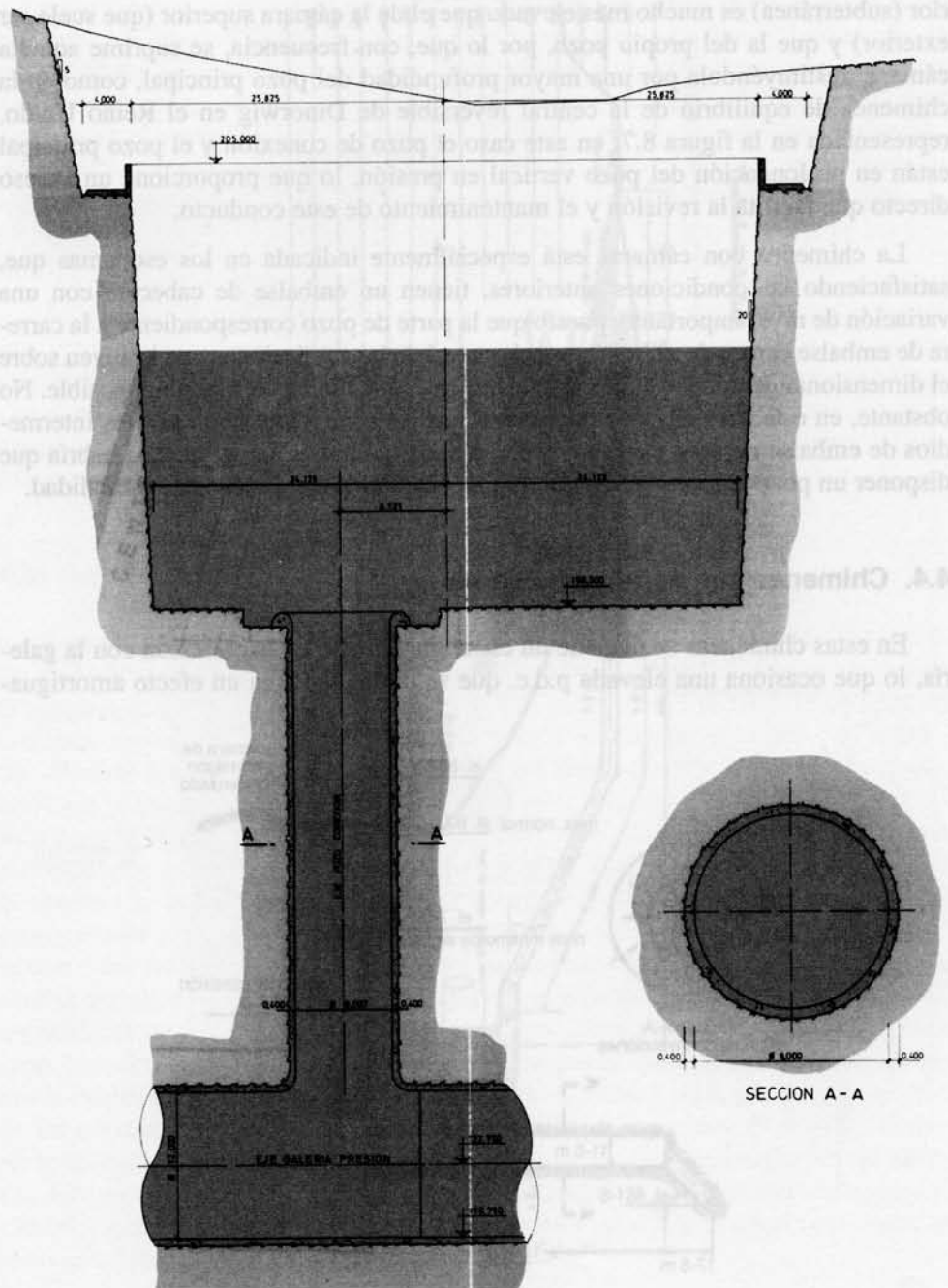


Fig. 8.4

Chimenea del salto Saucelle-Huebra. Fuente: IBERDROLA

rior (subterránea) es mucho más elevado que el de la cámara superior (que suele ser exterior) y que la del propio pozo, por lo que, con frecuencia, se suprime aquella cámara, sustituyéndola por una mayor profundidad del pozo principal, como en la chimenea de equilibrio de la central reversible de Dinorwig en el Reino Unido, representada en la figura 8.7; en este caso el pozo de conexión y el pozo principal están en prolongación del pozo vertical en presión, lo que proporciona un acceso directo que facilita la revisión y el mantenimiento de este conducto.

La chimenea con cámaras está especialmente indicada en los esquemas que, satisfaciendo las condiciones anteriores, tienen un embalse de cabecera con una variación de nivel importante, puesto que la parte de pozo correspondiente a la carrera de embalse carece de utilidad para el control de las oscilaciones que influyen sobre el dimensionamiento, por lo que es conveniente tenga la sección mínima posible. No obstante, en este caso hay que comprobar que las oscilaciones con niveles intermedios de embalse no sean excesivamente rápidas o amplias, en cuyo caso habría que disponer un pozo algo mayor que el mínimo requerido por razones de estabilidad.

4.4. Chimenea con estrangulamiento

En estas chimeneas se dispone un estrangulamiento en la conexión con la galería, lo que ocasiona una elevada p.d.c. que se pretende tenga un efecto amortigua-

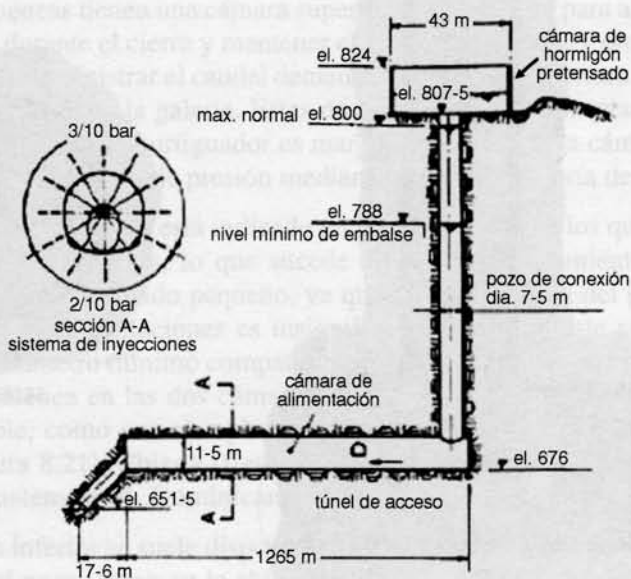


Fig. 8.5

Chimenea del Proyecto Chixoy. Fuente: Gysel, 1987

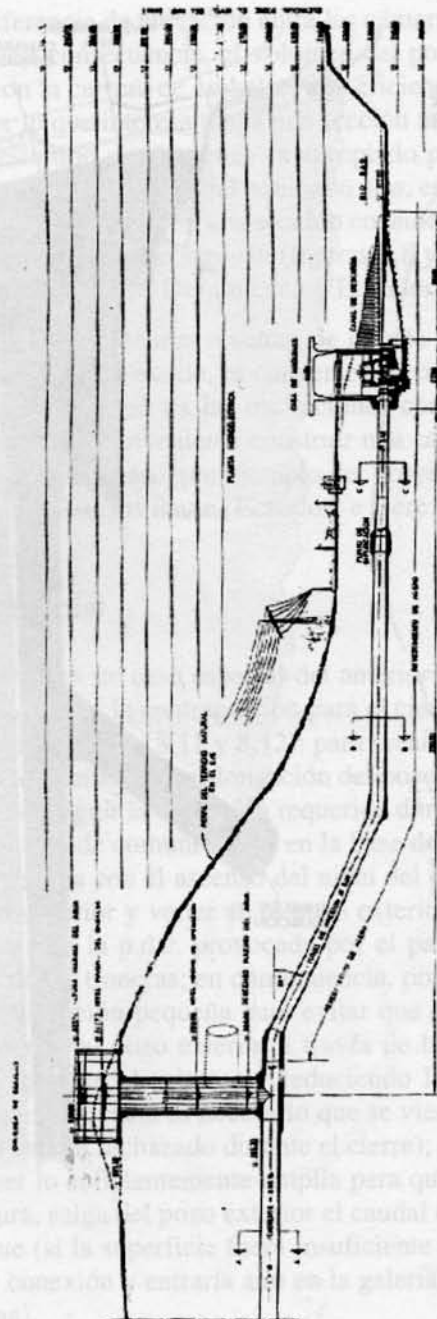


Fig. 8.6

Chimenea de equilibrio del salto de Tavera. Fuente: INDRHI.

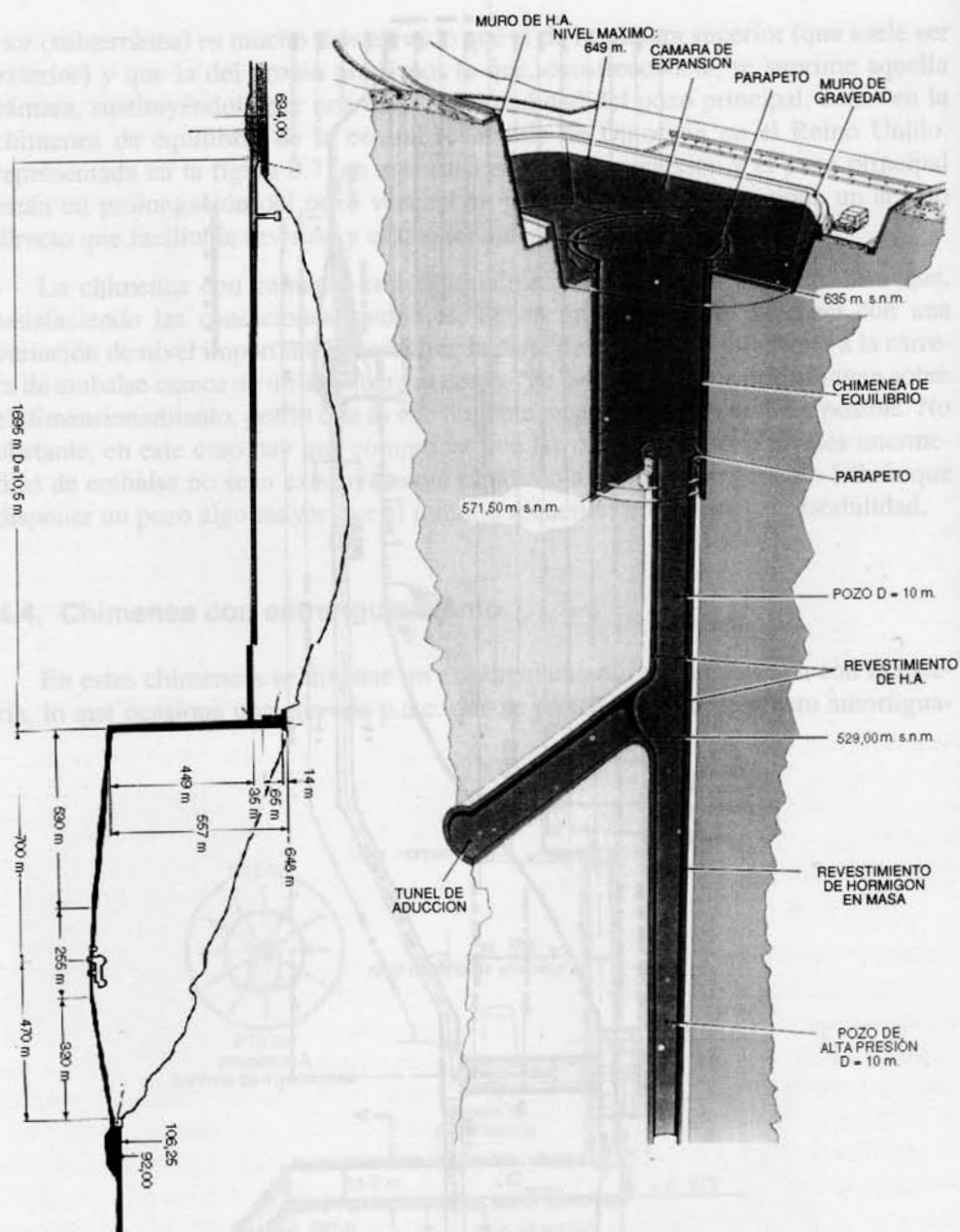


Fig. 8.7

Chimenea de equilibrio de Dinorwig. Fuente: Baines, First Hydro.

dor equivalente a la diferencia de elevación entra las cámaras y el nivel de agua inicial del caso anterior. En consecuencia, el volumen del pozo tiene, al menos en la parte no coincidente con la carrera de embalse, una eficiencia elevada en el control de las oscilaciones, por lo que interesa tenga una sección más amplia que en el caso precedente. Por ello, este tipo de chimenea es apropiado para aquellos aprovechamientos con un salto reducido y un caudal equipado alto, en los que, por razones de estabilidad, se debe prever un pozo con una sección considerable. Este es el caso por ejemplo, de los saltos de López y de Agoyán (figuras 8.8 y 8.9) situados en los ríos Yaque del Norte y Pastaza de la R. Dominicana y Ecuador, respectivamente.

Asimismo, este tipo de chimeneas resultan de interés en aquellos casos en los que, a pesar de utilizar un salto elevado, es conveniente construir un pozo de mayor diámetro para reducir la amplitud de las oscilaciones con niveles intermedios de embalse o resulta costoso o inconveniente construir una cámara de expansión de la capacidad requerida. Este es el caso, por ejemplo del proyecto Paute (figura 8.10) o Malgovert, situados sobre los ríos Paute (Ecuador) e Isère (Francia).

4.5. Chimenea diferencial

Este tipo de chimenea es un caso especial del anterior en el cual se diferencian los dispositivos de creación de la contrapresión para el cierre y de la depresión para la apertura de las turbinas (figuras 8.11 y 8.12): para crear la primera se dispone un conducto elevador (pozo interior) en prolongación del pozo de conexión con la galería, mientras que para conseguir la depresión requerida durante la apertura se disponen unas pequeñas troneras de comunicación en la base del elevador. La contrapresión durante el cierre se crea con el ascenso del nivel del agua en el elevador hasta sobrepasar su extremo superior y verter en el pozo exterior, y la depresión durante la apertura se consigue con la p.d.c. provocada por el paso del agua saliendo del pozo exterior a través de las troneras; en consecuencia, por una parte es conveniente que éstas tengan una sección pequeña para evitar que durante el cierre pase un caudal grande del elevador al pozo exterior a través de las troneras, retrasando el ascenso del nivel del agua en el primero y reduciendo la eficacia amortiguadora (para conseguir la máxima eficacia es necesario que se vierta por encima del elevador la mayor parte del caudal rechazado durante el cierre); pero, por otra, la sección de las troneras debe ser lo suficientemente amplia para que, con el desnivel disponible durante la apertura, salga del pozo exterior el caudal demandado por las turbinas durante el arranque (si la superficie fuera insuficiente se vaciaría totalmente el elevador y el pozo de conexión y entraría aire en la galería, aunque el pozo exterior estuviese lleno de agua).

Este tipo de chimenea es especialmente ventajoso en aquellos aprovechamientos cuyas chimeneas de equilibrio pueden dimensionarse para una apertura parcial,

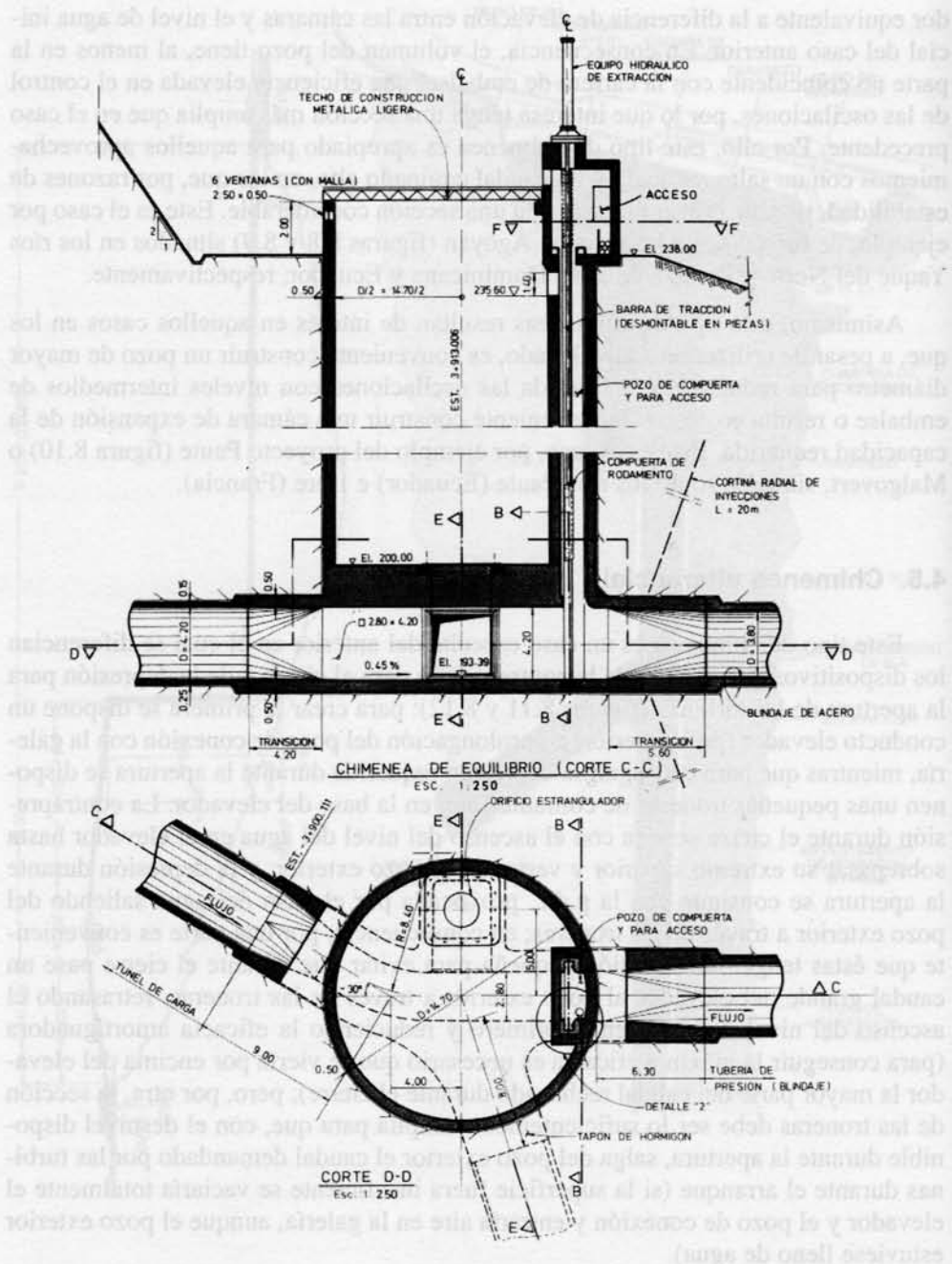


Fig. 8.8

Chimenea del Proyecto López-Angostura. Fuente: Corporación Dominicana de Electricidad (CDE)

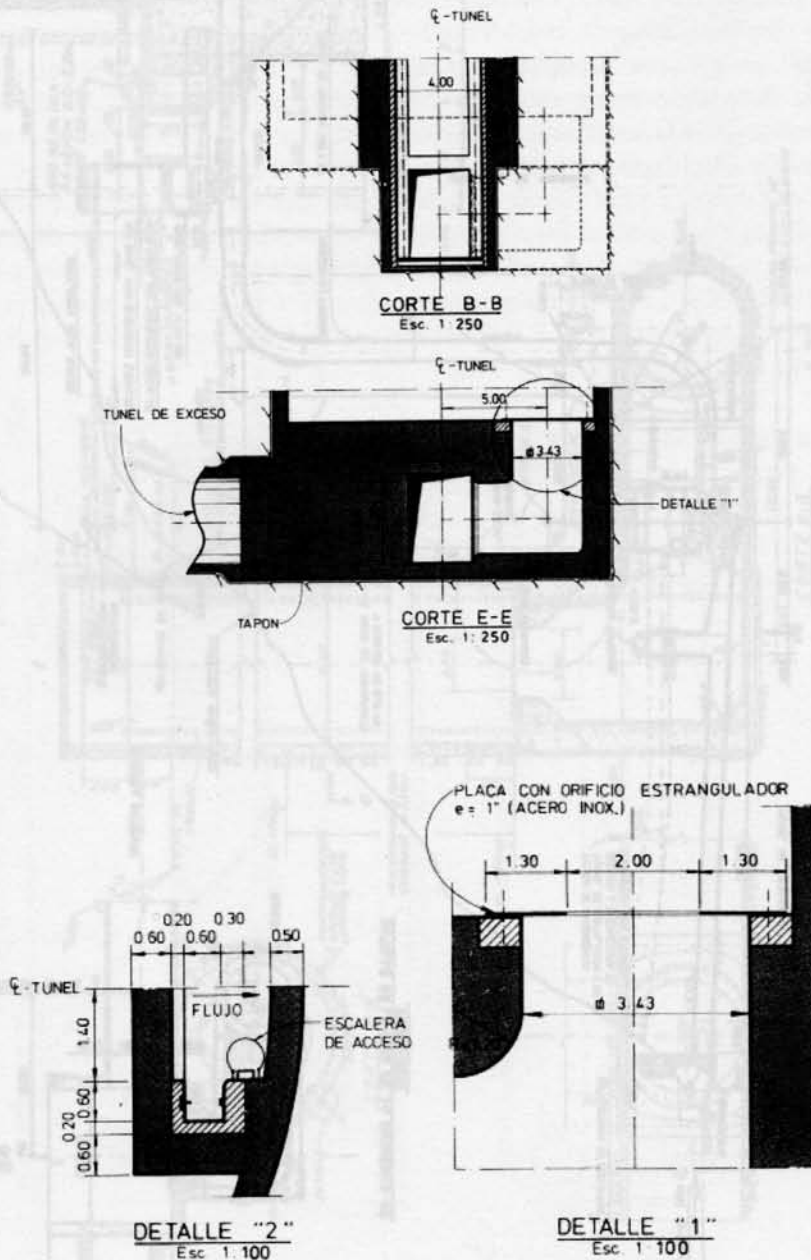


Fig. 8.8

Chimenea del Proyecto López-Angostura. Fuente: Corporación Dominicana de Electricidad (CDE)

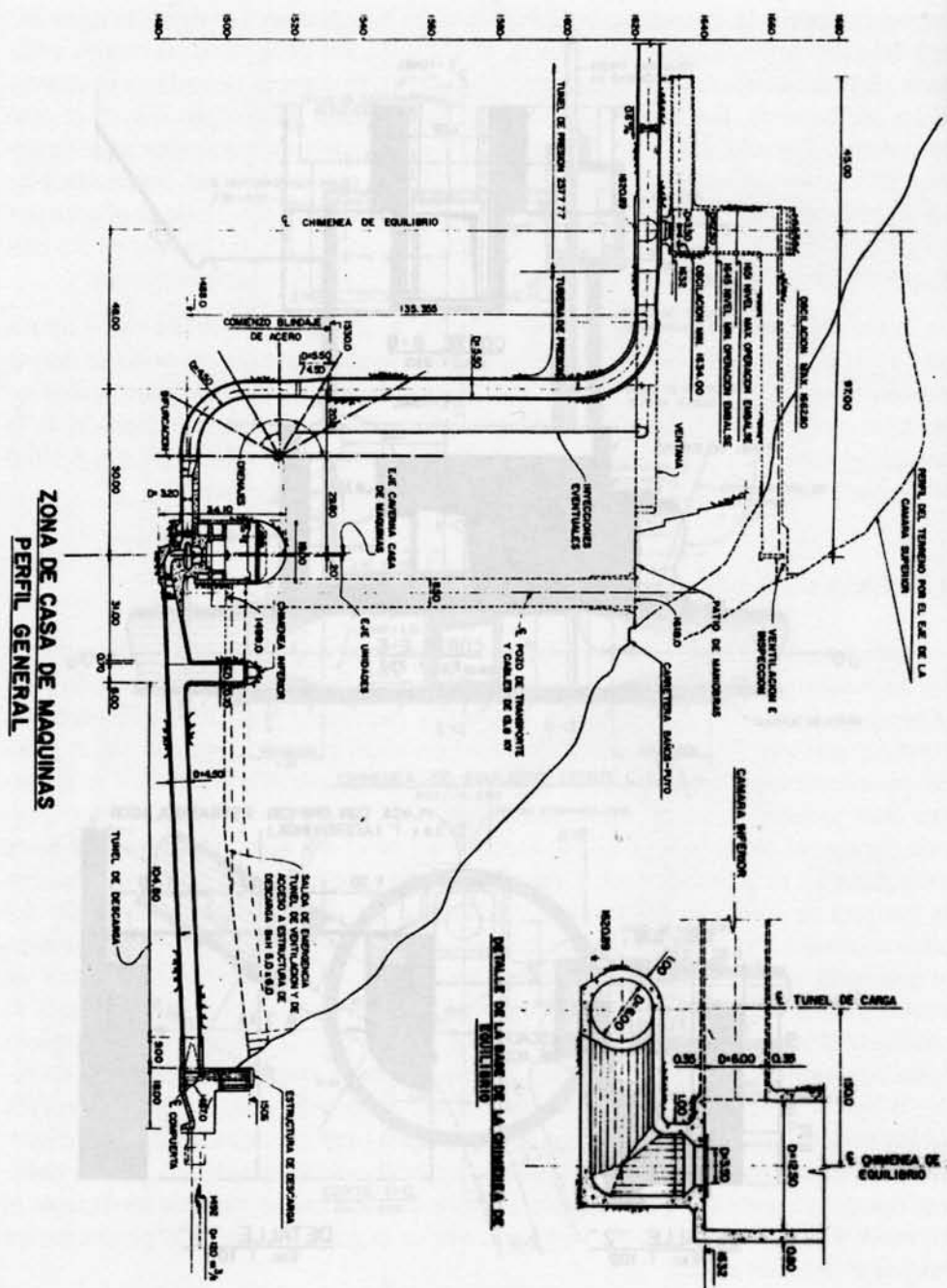


Fig. 8.9

Chimenea del Salto de Agoyán. Fuente: Instituto Ecuatoriano de electrificación (INECEL)

lo que permitiría reducir sustancialmente la sección de las troneras; por ello, las chimeneas diferenciales se han utilizado con más frecuencia en el pasado, cuando era usual el dimensionamiento considerando solamente aperturas parciales, que en la actualidad, en que se acostumbra a dimensionar la chimenea considerando una apertura total. Este inconveniente se puede evitar, al menos parcialmente, estableciendo una comunicación hidráulicamente favorable en el sentido pozo exterior-elevador y desfavorable en el sentido contrario, con lo que se reduce el flujo que pasa por las troneras durante el primer cuarto de ciclo de la oscilación. Asimismo, el dimensionamiento de las troneras se ve favorecido en los aprovechamientos de pie de presa con un embalse de cabecera con oscilaciones de nivel importantes, en los que la capacidad de turbinación con el embalse mínimo (la utilizada para dimensionar la chimenea durante la apertura) es muy inferior a la capacidad de turbinación con el embalse máximo (la utilizada para el cierre).

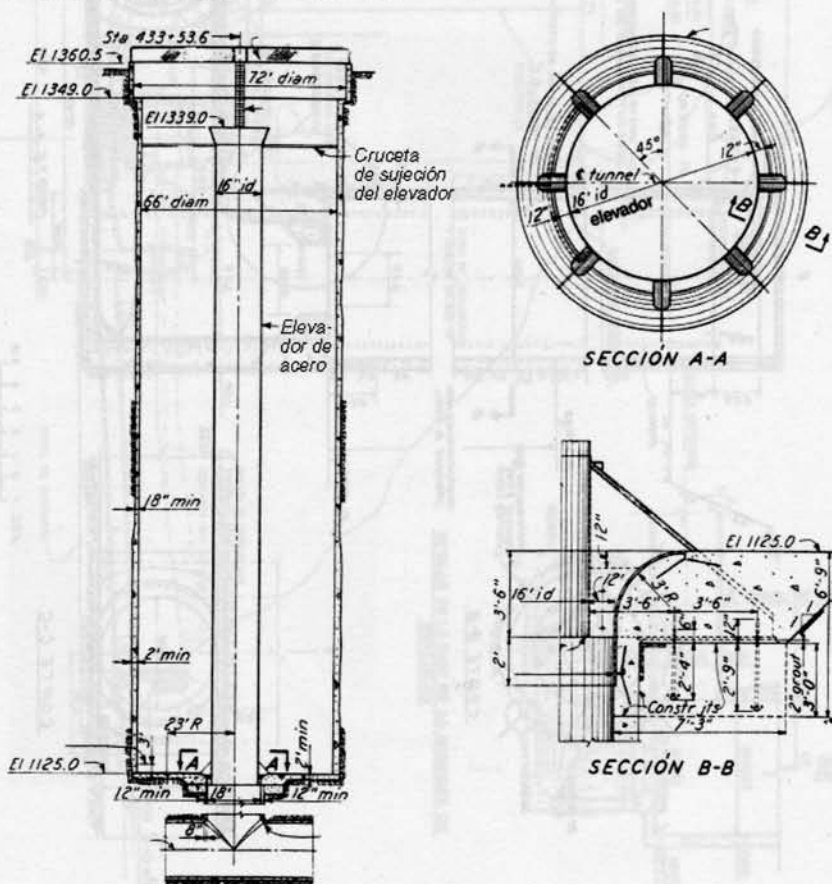


Fig. 8.11

Chimenea del Salto de Apalachia. Fuente: Tennessee Valley Authority (TVA)

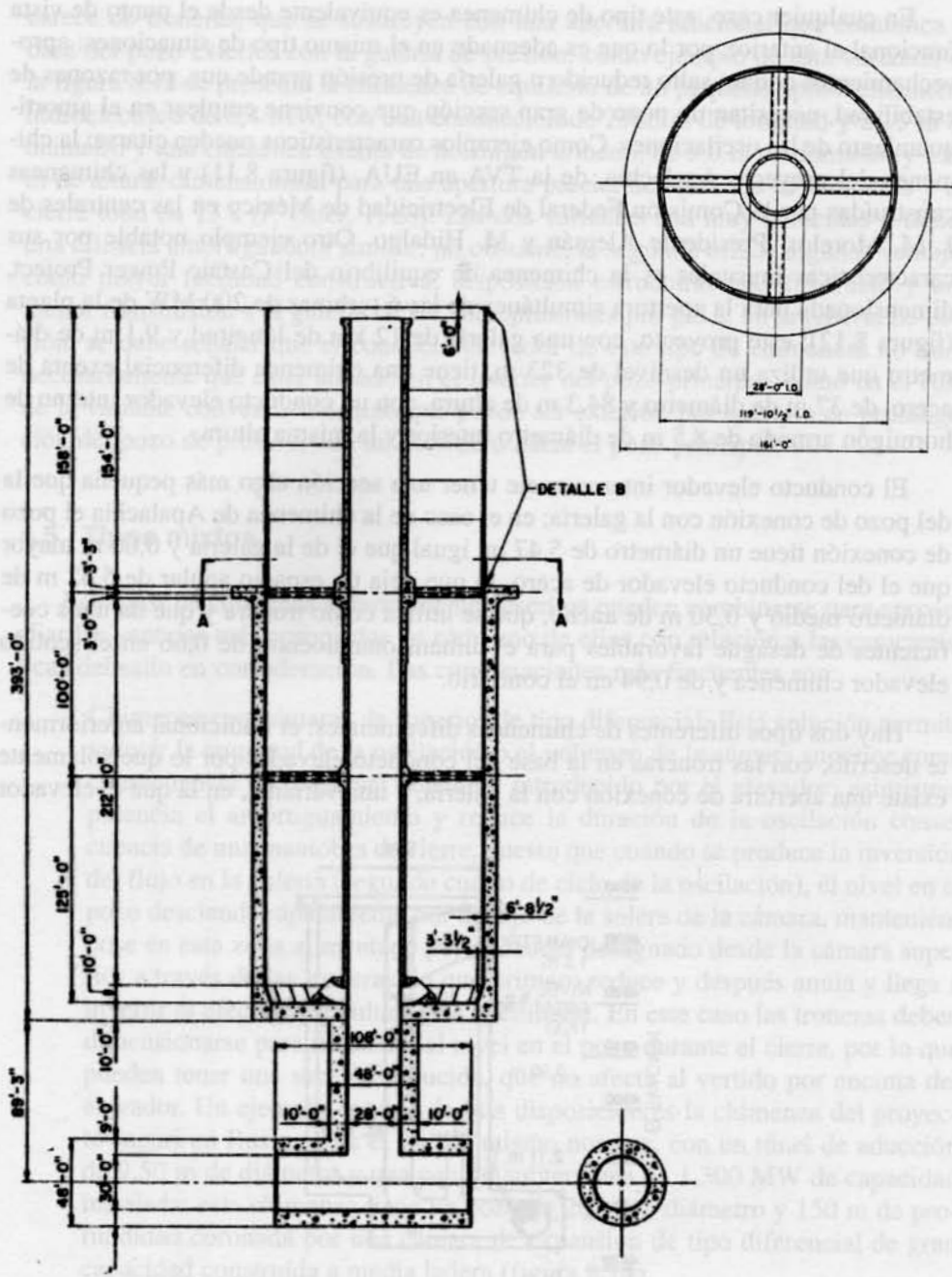


Fig. 8.12

Chimenea del Proyecto Castaic. Fuente: White, 1974

En cualquier caso, este tipo de chimenea es equivalente desde el punto de vista funcional al anterior, por lo que es adecuado en el mismo tipo de situaciones: aprovechamientos con un salto reducido o galería de presión grande que, por razones de estabilidad, necesitan un pozo de gran sección que conviene emplear en el amortiguamiento de las oscilaciones. Como ejemplos característicos pueden citarse: la chimenea del proyecto Apalachia, de la TVA en EUA, (figura 8.11) y las chimeneas construídas por la Comisión Federal de Electricidad de México en las centrales de J. M. Morelos, Presidente Alemán y M. Hidalgo. Otro ejemplo notable por sus características inusuales es la chimenea de equilibrio del Castaic Power Project, dimensionada para la apertura simultánea de las 6 turbinas de 200 MW de la planta (figura 8.12); este proyecto, con una galería de 12 km de longitud y 9,1 m de diámetro que utiliza un desnivel de 323 m, tiene una chimenea diferencial exenta de acero, de 37 m de diámetro y 84,3 m de altura, con un conducto elevador interno de hormigón armado de 8,5 m de diámetro interior y la misma altura.

El conducto elevador interno suele tener una sección algo más pequeña que la del pozo de conexión con la galería; en el caso de la chimenea de Apalachia el pozo de conexión tiene un diámetro de 5,47 m, igual que el de la galería y 0,60 m mayor que el del conducto elevador de acero, lo que deja un espacio anular de 5,62 m de diámetro medio y 0,30 m de ancho, que se utiliza como tronera y que da unos coeficientes de desagüe favorables para el dimensionamiento, de 0,66 en el sentido elevador chimenea y de 0,94 en el contrario.

Hay dos tipos diferentes de chimeneas diferenciales: el tradicional anteriormente descrito, con las troneras en la base del conducto elevador por lo que solamente existe una abertura de conexión con la galería, y una variante, en la que el elevador

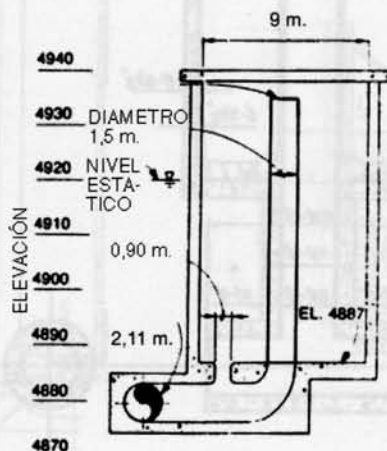


Fig. 8.13

Chimenea diferencial del Proyecto Logan N1. Fuente: Otter, 1988

carece de troneras, que se sustituyen con una abertura adicional que comunica la base del pozo exterior con la galería de presión; como ejemplo de esta variante, en la figura 8.13 se presenta la chimenea de equilibrio de un pequeño aprovechamiento hidroeléctrico de 6,4 MW, con una conducción de 2980 m de longitud y 2,13 m de diámetro y una chimenea exenta de hormigón armado, de 9,0 m de diámetro y 15,5 m de altura, dimensionada para una apertura parcial de 5,6 a 9,8 m³/s en 10 s y un cierre total en 13 s (P. Otter, 1988). Las dos variantes son muy parecidas y tienen una eficacia amortiguadora similar; no obstante, la segunda ofrece algunas ventajas como mayor facilidad constructiva, disposición estructural más favorable y una menor transmisión a la galería de las sobrepresiones por g.d.a. en la tubería de presión; se debe señalar que el conducto elevador de este tipo de chimeneas no tiene necesariamente que estar situado en el interior del pozo principal, como en el caso de la variante convencional, sino que puede ser exterior, por ejemplo en prolongación del pozo de presión, con un vertedero hacia el pozo principal.

4.5. Tipos mixtos

Los tipos de chimenea anteriormente descritos pueden combinarse para aprovechar las ventajas más apropiadas de cada uno de ellos con relación a las características del salto en consideración. Las combinaciones más frecuentes son:

- Chimenea con cámaras, la superior de tipo diferencial. Esta solución permite reducir la amplitud de la oscilación o el volumen de la cámara superior como consecuencia del desnivel adicional introducido por el elevador; asimismo, potencia el amortiguamiento y reduce la duración de la oscilación consecuencia de una maniobra de cierre, puesto que cuando se produce la inversión del flujo en la galería (segundo cuarto de ciclo de la oscilación), el nivel en el pozo desciende rápidamente por debajo de la solera de la cámara, manteniéndose en esta zona alimentado por el caudal desaguado desde la cámara superior a través de las troneras, lo que primero reduce y después anula y llega a invertir el efecto acelerador hacia el embalse. En este caso las troneras deben dimensionarse para mantener el nivel en el pozo durante el cierre, por lo que pueden tener una sección reducida, que no afecta al vertido por encima del elevador. Un ejemplo notable de esta disposición es la chimenea del proyecto Inguri en Rusia sobre el río del mismo nombre, con un túnel de aducción de 9,50 m de diámetro y una central subterránea de 1.300 MW de capacidad instalada; esta chimenea tiene un pozo de 20 m de diámetro y 150 m de profundidad coronada por una cámara de expansión de tipo diferencial de gran capacidad construida a media ladera (figura 8.14).
- Chimenea con cámaras y estrangulamiento en la inserción, que sería de utilidad cuando la sección del pozo es grande y conviene potenciar su efecto

amortiguador con un estrangulamiento; como ejemplo notable se puede citar la chimenea de Alto Lindoso en Portugal (figura 21.4), situada en el arranque de un túnel de descarga de 4927 m de longitud y 8,30 m de diámetro. Es de notar que, como se ha dicho, en la inserción siempre se produce una p.d.c., por lo que, en las chimeneas con cámaras siempre hay un pequeño efecto de estrangulamiento; en este tipo mixto se incrementaría este efecto con un estrangulamiento adicional que aumente la p.d.c.

- Chimenea con estrangulamiento y una cámara superior de expansión, lo que limita la oscilación ascendente y potencia el efecto amortiguador durante el cierre, como en el caso de la chimenea de Malgovert o de Minghu (figura 8.15). La cámara también puede ser de tipo diferencial.

Estas son las combinaciones más usuales que, por lo general, permiten una mejora en la efectividad. El diseño de las chimeneas puede complicarse más para

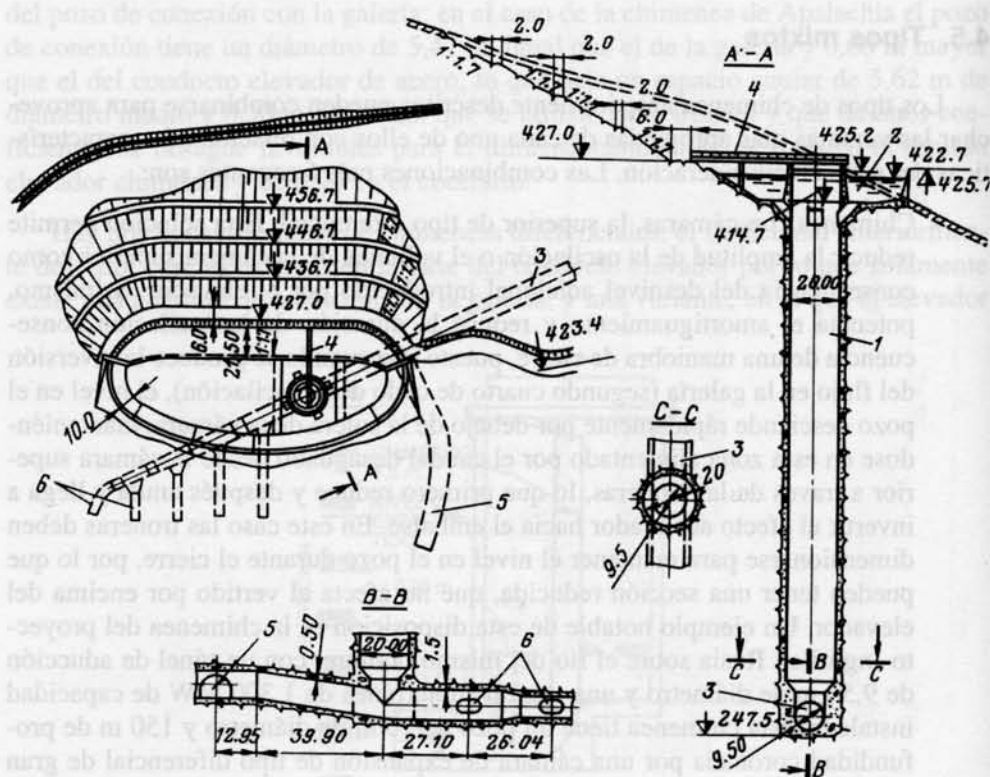


Fig. 8.14

Chimenea del proyecto Inguri. 1 pozo de conexión, 2 cámara de expansión, 3 túnel de aducción, 4 puente, 5 galería de ataque, 6 conductos de alimentación de las turbinas. Fuente: Ilynykh, 1984.

obtener ventajas adicionales para determinado tipo de maniobra o niveles de embalse; no obstante, esta mayor complejidad no siempre es aconsejable a causa de las mayores dificultades de construcción y de lo limitado de las ventajas conseguidas.

4.6. Tipos especiales

Es de notar que cualquier depósito de agua con una superficie libre conectado con la galería puede, si está situado a una cota adecuada y tiene unas dimensiones compatibles con el aprovechamiento, ser utilizado como chimenea de equilibrio o, simplemente, colaborar en el control de las oscilaciones provocadas por las maniobras de las turbinas. Este es el caso, por ejemplo, de los pozos de construcción o ventilación de la galería de presión, de los pozos para captaciones situados entre el embalse y la central, de los pozos de compuertas en las proximidades de la chimenea, etc.. En algunos casos se utilizan también con esta finalidad las galerías auxiliares de construcción que puedan incorporarse a las chimeneas, como por ejemplo, las galerías inclinadas de acceso a la base o a la parte superior de las chimeneas.

Por otra parte, merece la pena señalar que es posible recortar las oscilaciones ascendentes en las chimeneas de equilibrio instalando un vertedero en la parte superior que extraiga del sistema una parte del caudal rechazado por las turbinas. Esta disposición no es frecuente porque, además de la pérdida de agua correspondiente, necesita habilitar una conducción para eliminar el caudal vertido y tomar las medidas de precaución necesarias para evitar los accidentes que pudiera producir el vertido repentino de un caudal importante de agua. Un caso notable de este tipo es el de la chimenea inferior del salto de Tanes, en el río Nalón en España (figura 8.22), que tiene un pequeño vertedero para recortar los ascensos de nivel de las maniobras de apertura extremadamente desfavorables; en este caso no hay pérdida de agua, porque la chimenea está situada en la galería de descarga y no existen problemas en la evacuación, ya que el vertedero desagua directamente en el contraembalse.

5. CÁMARAS DE AIRE COMPRIMIDO

En 1973 y 1974 se pusieron en servicio las dos primeras centrales hidroeléctricas con cámaras de aire comprimido de gran capacidad en sustitución de la chimenea de equilibrio convencional: las centrales de Driva y de Jukla en Noruega. La primera, equipada con dos turbinas Francis con una capacidad total de 140 MW, utiliza un salto bruto de 570 m y dispone de una cámara presurizada de 6.000 m³ de capacidad, llena al 50 % de agua con una presión nominal de 42 bar; la cámara, representada en la figura 8.16, tiene una sección transversal de 105 m², está excavada en roca de tipo gneiss y carece de revestimiento (L. Rathe, 1975). La cámara de la central reversible de Jukla tiene una sección de 128 m² y una longitud de 48 m,

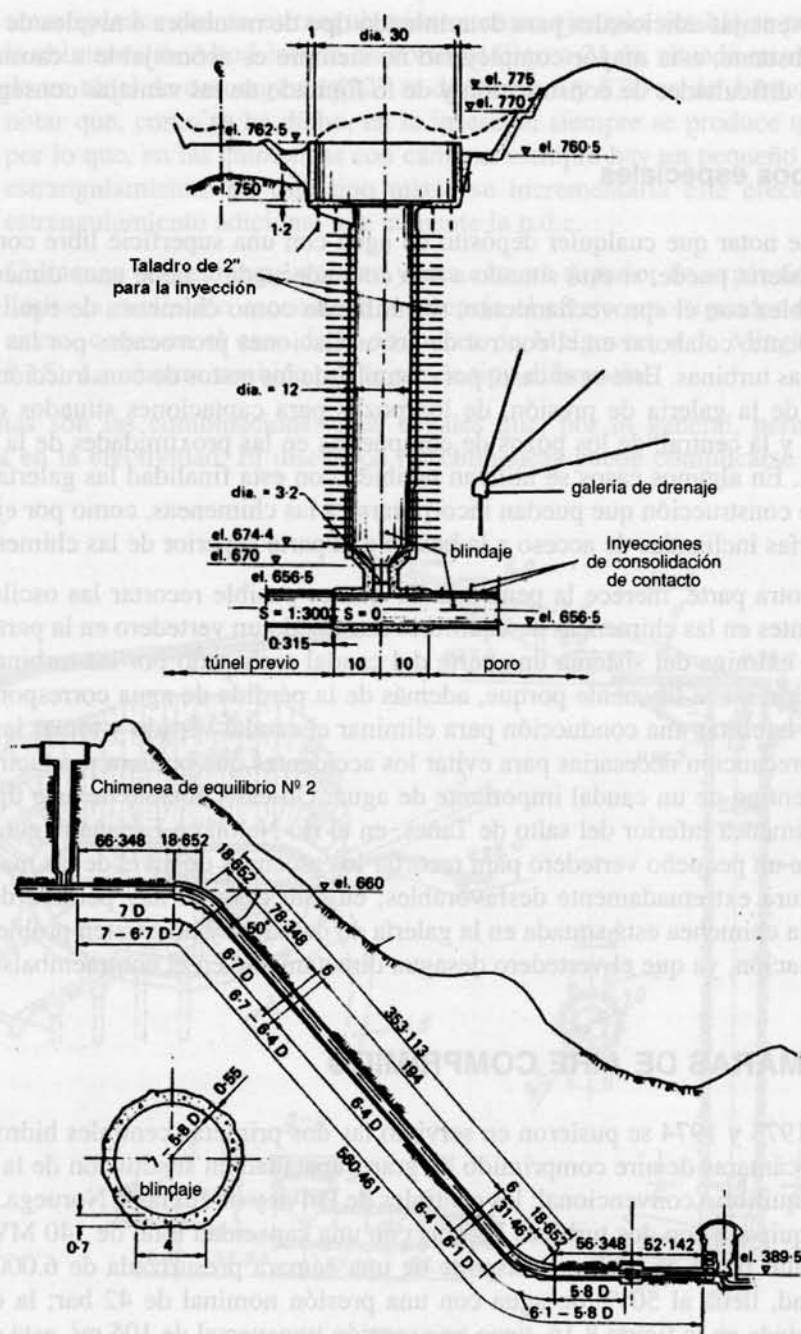


Fig. 8.15

Chimenea del aprovechamiento reversible de Minghou. Fuente: Yeh, 1987

excavada sin revestimiento en una formación esquistosa; esta cámara, que opera con presiones de 0,6-24 kp/cm^2 , ha tenido pérdidas de aire muy reducidas, del orden de 0,02-0,2 Nm^3/min para presiones mayores que 17 kp/cm^2 (Bergh-Crhistensen, 1985). Esta innovación indujo un cambio sustancial en la configuración del salto, ya que la cámara de equilibrio debe situarse en las proximidades de la central, lo que obliga a transformar la solución convencional, con una galería de baja presión casi horizontal, una chimenea de equilibrio en su extremo inferior y un pozo en presión inclinado o vertical hasta la central, en un esquema con una galería de alta presión con una pendiente pronunciada, uniendo el embalse con la base de la cámara de equilibrio con aire comprimido situada en las proximidades de la central (figura 8.17).

Los aprovechamientos hidroeléctricos de Driva y Jukla tuvieron desde el inicio una operación sin problemas a pesar de la inusual configuración de las cámaras de equilibrio: excavadas en roca, sin revestir y con una capacidad y presión nominal muy elevadas. Estos esquemas pronto fueron continuados en otros proyectos similares, como los relacionados en el cuadro 8.1 adjunto, donde se recogen los datos de diez aprovechamientos puestos en servicio en Noruega entre 1973 y 1990 con cámaras de aire comprimido en lugar de chimeneas de equilibrio.

Las cámaras de aire se conectan mediante tubos de 50 mm a los compresores ubicados en una galería próxima a la central; en Driva se instalaron dos compresores con capacidad para el llenado inicial de la cámara con 5.000 m^3 de aire comprimido a una presión de 42,5 kp/cm^2 en un plazo de tres semanas. De los 10 proyectos puestos en servicio antes de 1990, uno (Tafjord) ha sufrido pérdidas de aire excesivamente elevadas, dos (Kvilldal y Osa) han requerido trabajos correctores de cierta importancia y los siete restantes han funcionado satisfactoriamente, con unas pérdidas de aire reducidas que han requerido una operación de los compresores de alrededor del 2 % del tiempo de operación (E. Broch, 1988).

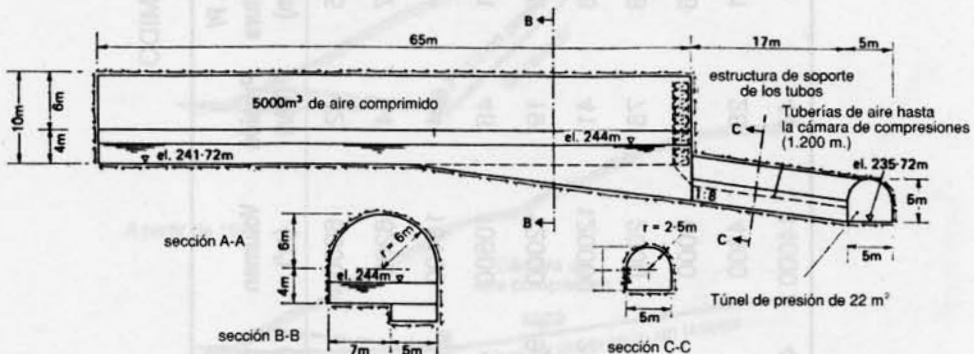


Fig. 8.16

Cámara de equilibrio del Salto de Driva. Fuente: L. Rathe, 1975.

CUADRO Nº 8.1
CÁMARAS DE EQUILIBRIO DE AIRE COMPRIMIDO

Central	Año	Potencia (MW)	Distancia a turbinas	Longitud T. Conexión	Capacidad Compre- sores	Max. P/ cobertura (m/m)	Presión (bar)	Volumen (m³)	Pérdida de aire (Nm³/h)
DRIVA	1973	140	1300	111	425	0,5	42	6600	0
JUKLA	1974	35	680	129	180	0,7	24	6200	0
OKSLA	1980	206	350	235	290	1	44	18100	<5
SIMA	1981	500	1300	173	270	1,1	48	10500	<2
OSA	1981	90	1050	176	2320	1,2	19	12000	900-70*
KVILLDAL	1982	1240	600	260-370*	500	0,8	41	120000	240-25*
TRAFJORD	1982	82	150	130	260	1,8	78	2000	150
BRATTSET	1982	80	400	89	700	1,6	25	6000	11
ULSET	1985	37	360	92	360	1,1	28	4800	0
TORPA	1989	150	360	95	940	2	44	14000	400-0*

*Antes/después de los trabajos de mejora
Fuente: E. Broch, 1988-1992

Para reducir las pérdidas de aire de la central de Osa se decidió inyectar con cemento las áreas en las que se habían detectado filtraciones, con lo que se consiguió reducir las pérdidas de 900 a 70 Nm^3/h . En Kvilldal, en cambio, se establecieron pantallas de agua a presión que consiguieron reducir las pérdidas desde 250 a 25 Nm^3/h ; esta central (figura 8.18), que forma parte del aprovechamiento hidroeléctrico de Ulla-Forre, tiene una cámara de 120.000 m^3 de capacidad de los que 75.000-95.000 m^3 están ocupados con aire a 3,4-4,2 MPa, lo que requirió una inyección inicial de 3,1.10⁶ Nm^3 de aire; para esta operación se instalaron dos compresores móviles de 12.400 Nm^3 de aire a 3 Mpa y tres compresores fijos de 500 Nm^3 a

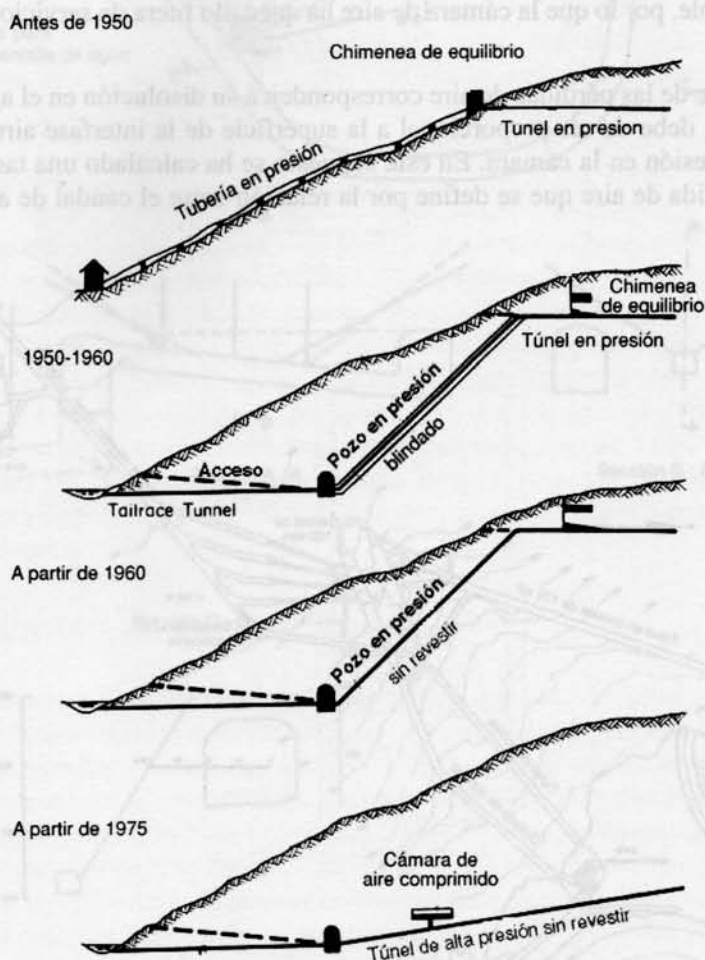


Fig. 8.17

Evolución de la configuración de un salto hidroeléctrico. Fuente: Bergh-Christensen, 1985.

6 MPa, con lo que se consiguió llenar la cámara en un plazo de 45 días. Los compresores fijos se utilizan para reponer el aire perdido, cuya tasa se estimó en 60 Nm³/h; no obstante la pérdida de aire registrada durante la operación inicial fué de 250 Nm³, muy superior a la prevista, por lo que se decidió impermeabilizar la cámara inyectando agua a presión formando una pantalla rodeando su parte superior y superficie lateral (figura 8.19); esta pantalla requirió más de 2.500 m de perforación y 500 m de tubería de acero para su conexión con una bomba de alta presión de 120 l/min instalada en la cámara de los compresores y fué muy efectiva, pues redujo las pérdidas de aire a menos de la décima parte (Bergh-Christensen, 1985). Por el contrario, en la central de Tafford no se consiguió reducir las pérdidas de aire a una cantidad aceptable, por lo que la cámara de aire ha quedado fuera de servicio (E, Broch, 1988).

Una parte de las pérdidas de aire corresponden a su disolución en el agua, lo que lógicamente, debe de ser proporcional a la superficie de la interfase aire-agua y al exceso de presión en la cámara. En este supuesto se ha calculado una tasa normalizada de pérdida de aire que se define por la relación entre el caudal de aire filtrado

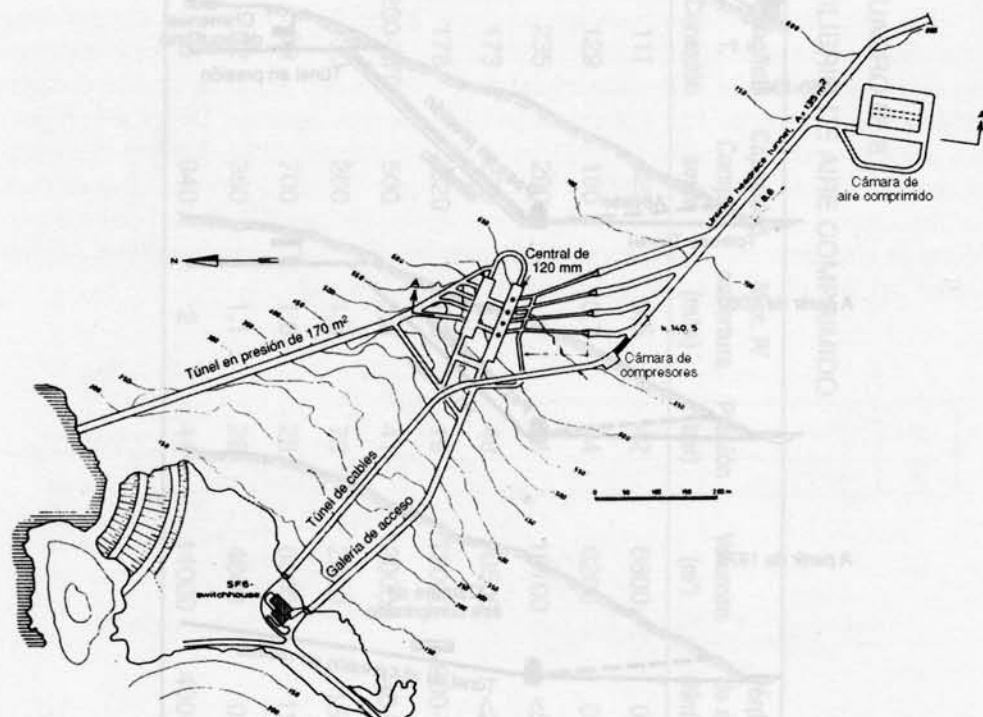


Fig. 8.18

Aprovechamiento de Kvilldal. Fuente: Pleyrn y Stokekebo, 1985.

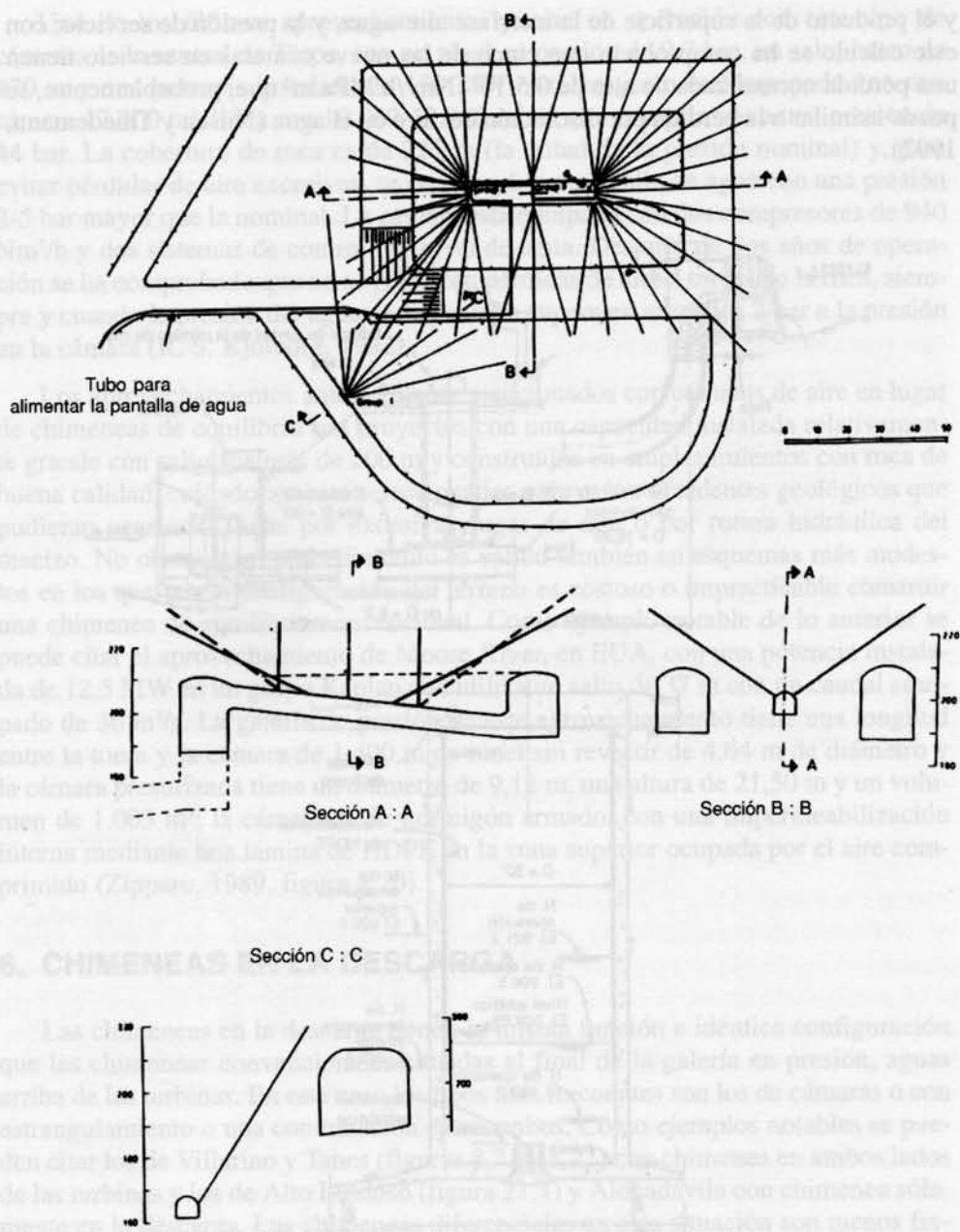


Fig. 8.19

Impermeabilización de la cámara de Kvilldal. Fuente: Pleym y Stokkebo, 1985.

y el producto de la superficie de la interfase aire-agua, y la presión de servicio; con este cálculo se ha comprobado que cinco de las nueve cámaras en servicio tienen una pérdida normalizada de aire de $0,5 \cdot 10^{-3} \text{ Nm}^3/\text{h.MPa.m}^2$ que, probablemente, se puede asimilar a la pérdida por disolución del aire en el agua (Nilsen y Thiedemann, 1992).

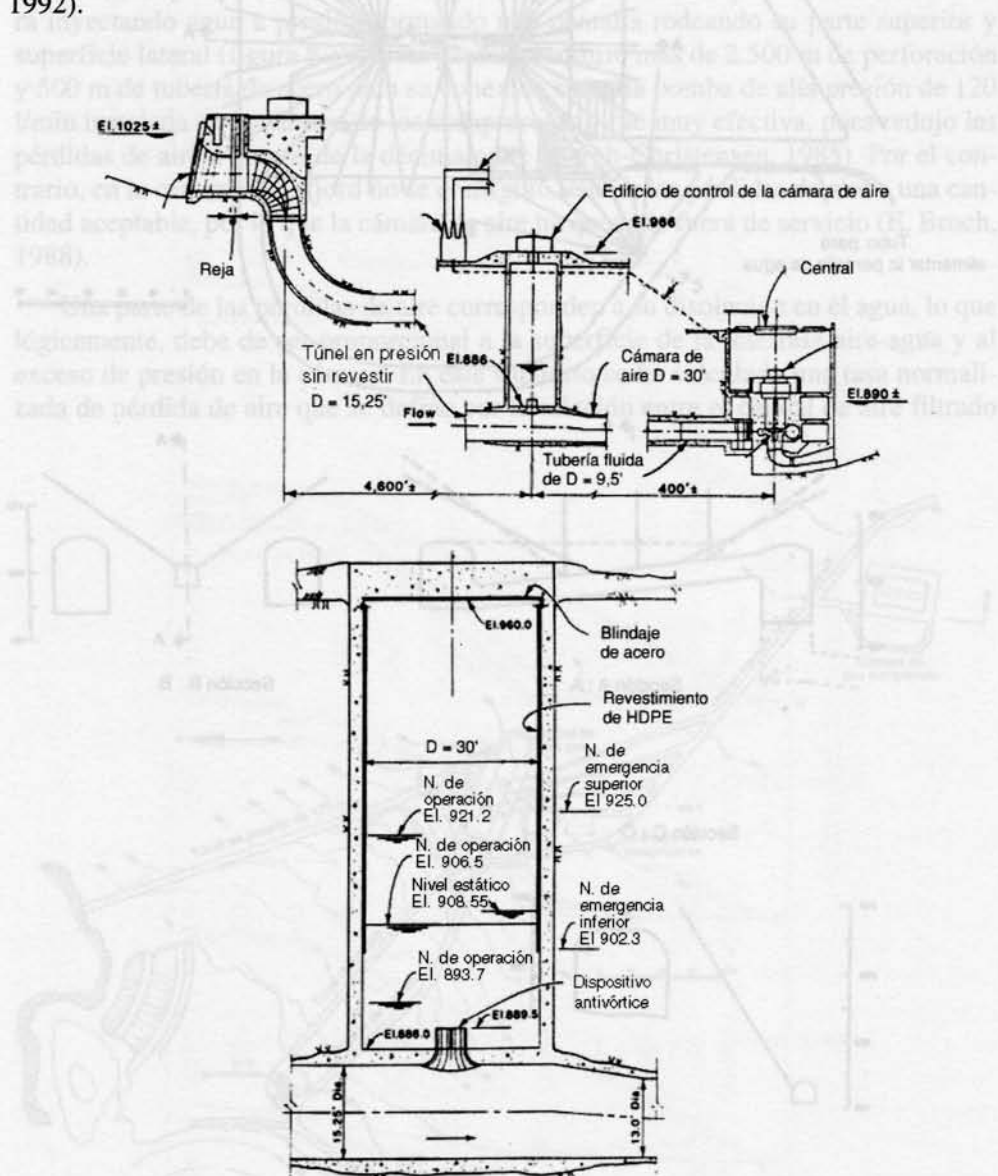


Fig. 8.20

Proyecto Moose River. Fuente: Zipparo, 1989.

Uno de los últimos aprovechamientos puesto en operación con este tipo de cámaras es la central de Torpa, con un túnel en presión de 9,2 km, un salto bruto de 470 m y una potencia instalada de 150 MW; este proyecto está equipado con una cámara 17.400 m³, llena con 10.000-12.000 m³ de aire comprimido a una presión de 44 bar. La cobertura de roca es de 225 m (la mitad de la presión nominal) y, para evitar pérdidas de aire excesivas, se construyó una pantalla de agua con una presión 2-5 bar mayor que la nominal. La cámara está equipada con dos compresores de 940 Nm³/h y dos sistemas de control del nivel de agua. Después de dos años de operación se ha comprobado que no se producen pérdidas de aire a través de la roca, siempre y cuando la presión del agua en la pantalla supere en al menos 2 bar a la presión en la cámara (R. S. Kjolborg, 1992).

Los aprovechamientos anteriormente mencionados con cámaras de aire en lugar de chimeneas de equilibrio son proyectos con una capacidad instalada relativamente grande con saltos de más de 200 m y construídos en emplazamientos con roca de buena calidad, cuidadosamente seleccionados para evitar accidentes geológicos que pudieran ocasionar fallas por excesivas fugas de aire o por rotura hidráulica del macizo. No obstante, el procedimiento es válido también en esquemas más modestos en los que por la configuración del terreno es costoso o impracticable construir una chimenea de equilibrio convencional. Como ejemplo notable de lo anterior se puede citar el aprovechamiento de Moose River, en EUA, con una potencia instalada de 12,5 MW en un grupo Kaplan que utiliza un salto de 37 m con un caudal equipado de 36 m³/s. La galería de presión de este aprovechamiento tiene una longitud entre la toma y la cámara de 1.400 m de túnel sin revestir de 4,64 m de diámetro y la cámara presurizada tiene un diámetro de 9,12 m, una altura de 21,50 m y un volumen de 1.005 m³; la cámara es de hormigón armado, con una impermeabilización interna mediante una lámina de HDPE en la zona superior ocupada por el aire comprimido (Zipparo, 1989, figura 8.20).

6. CHIMENEAS EN LA DESCARGA

Las chimeneas en la descarga tienen la misma función e idéntica configuración que las chimeneas convencionales situadas al final de la galería en presión, aguas arriba de las turbinas. En este caso los tipos más frecuentes son los de cámaras o con estrangulamiento o una combinación entre ambos. Como ejemplos notables se pueden citar los de Villarino y Tanes (figuras 8.21 y 8.22) con chimenea en ambos lados de las turbinas y los de Alto Lindoso (figura 21.4) y Aldeadávila con chimenea solamente en la descarga. Las chimeneas diferenciales en esta situación son menos frecuentes; no obstante, hay ejemplos notables como el salto N° 1 del proyecto Okuyahagi (figura 8.23), en Japón, con chimeneas de equilibrio diferenciales en ambos lados de las turbinas, de 18 m de diámetro la de aguas arriba y de 16 m la de aguas abajo (Iwanari, 1975).

7. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

7.1. Ubicación

La chimenea de equilibrio debe estar situada tan próxima a la central como sea posible, con la finalidad de reducir la longitud de la tubería en presión. El pozo puede ser vertical o inclinado dependiendo de la optimización de dos tendencias contrapuestas: acercar la base de la chimenea a la central y ubicarla en una zona con mayor cobertura y mejor calidad de roca; por lo general, la solución más conveniente y, en consecuencia, la más frecuente, es la primera con el pozo vertical, ya que es de construcción más fácil y económica y, por otra parte, ofrece más seguridad al tener una mayor cobertura vertical y lateral en la zona de mayor presión.

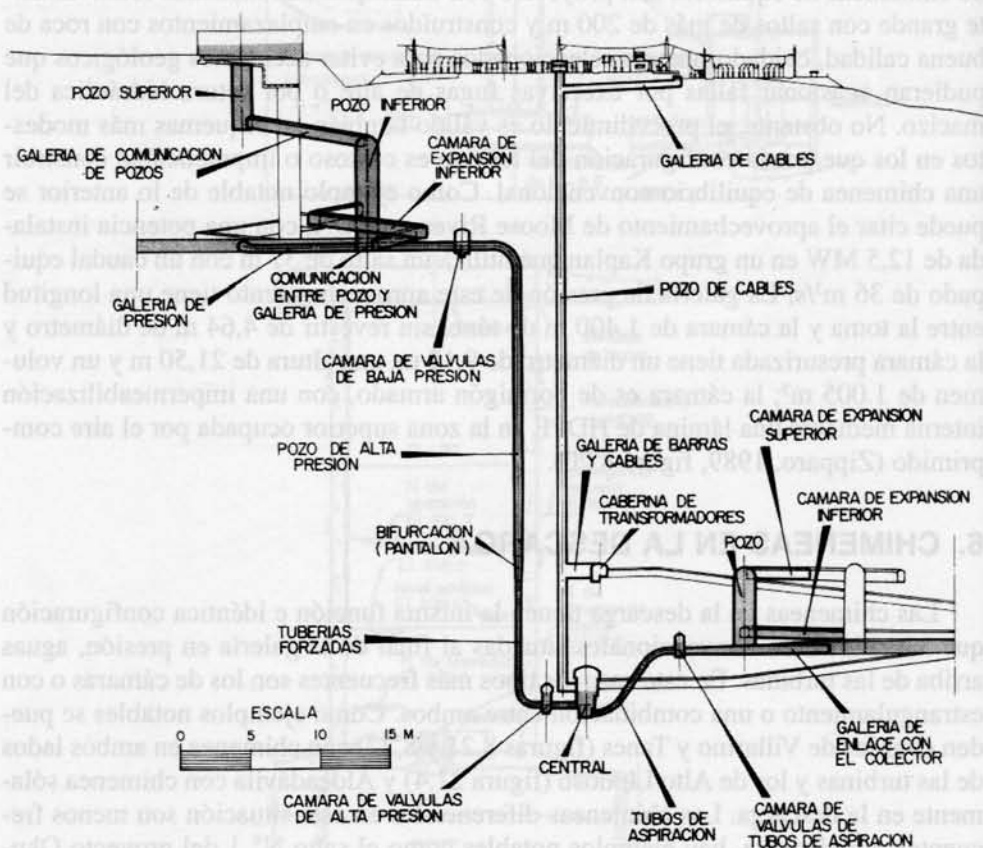


Fig. 8.21

Chimeneas de equilibrio del Salto de Villarino. Se puede apreciar la chimenea inicial y la ampliación en segunda fase para acomodar el aumento de caudal de 140 a 210 m³/s. Fuente: IBERDROLA.

El pozo puede ser verdaderamente tal en su totalidad, estar totalmente exento o tener una configuración mixta, con una parte subterránea y el resto exterior, en torre; en los terrenos con laderas con una pendiente suave puede ser más conveniente la solución en torre, ya que permite acortar la tubería de presión, con lo que se reduce el coste de la conducción y se mejora la estabilidad del salto, como en los aprovechamientos ya mencionados de Santa Eulalia y de Soutelo (figura 8.24). La elección entre una u otra solución depende de consideraciones económicas y medioambientales; la solución más frecuente es la primera con el pozo totalmente excavado en roca que, si es de buena calidad, se deja sin revestir o con un revestimiento de hormigón proyectado, o si es de inferior calidad o tiene un recubrimiento escaso, se reviste de hormigón armado; en casos especiales con roca de mala calidad o cobertura vertical o lateral insuficiente, el pozo se construye blindado en toda o parte de su altura, como en el aprovechamiento de Mal Maison en Francia de 10 m de diámetro y 200 m de profundidad; en otros casos se instala adicionalmente una membrana impermeable entre el revestimiento de hormigón armado y la roca, como en la chimenea doble del aprovechamiento reversible de Minghu en Taiwan (figura 8.15).

Las chimeneas exentas (torres) pueden ser de hormigón armado en el caso de que sean pequeñas, por ejemplo con un coeficiente $D \times H$ inferior a 100; no obstante, por lo general son de hormigón pretensado como en los casos de Santa Eulalia, Soutelo (figura 8.24) y Okuyahagi ($D=18$ m, $H=105$ m, de los que 54 m son en pozo y 51 en torre exenta) o de acero, como en los casos de Corobicí en Costa Rica y de Apalachia (figura 8.11) y del Proyecto Castaic en EUA (figura 8.12).

7.2. Cámaras

La cámara superior puede ser exterior o subterránea. En el primer caso se proyecta con la forma de un depósito cilíndrico como en la chimenea de equilibrio del salto de Tavera en la R. Dominicana (figura 8.6), en artesa como en las chimeneas de Dinorwig e Inguri (figuras 8.7 y 8.14), o con la forma de un canal de planta recta o curva que se adapta al terreno para reducir el volumen de excavación, como en la chimenea de la central reversible de Lago d'Arno (figura 8.25) con un volumen de 2.270 m^3 ; la cámara puede dejarse sin revestir si la roca es de buena calidad, ya que no hay presión ni influye la rugosidad, sino solo el volumen, aunque resulta conveniente revestir al menos el fondo para facilitar el vaciado y la limpieza. La disposición subterránea es más flexible, puesto que permite liberar la implantación de la chimenea de la superficie del terreno y escoger la orientación más conveniente para interesar la roca de mejor calidad o cortar perpendicularmente a los estratos; en cualquier caso, hay que dejar un espacio suficiente de aire hasta la bóveda y disponer la solera en pendiente hasta el pozo, para facilitar las oscilaciones de nivel y el vaciado de la cámara.

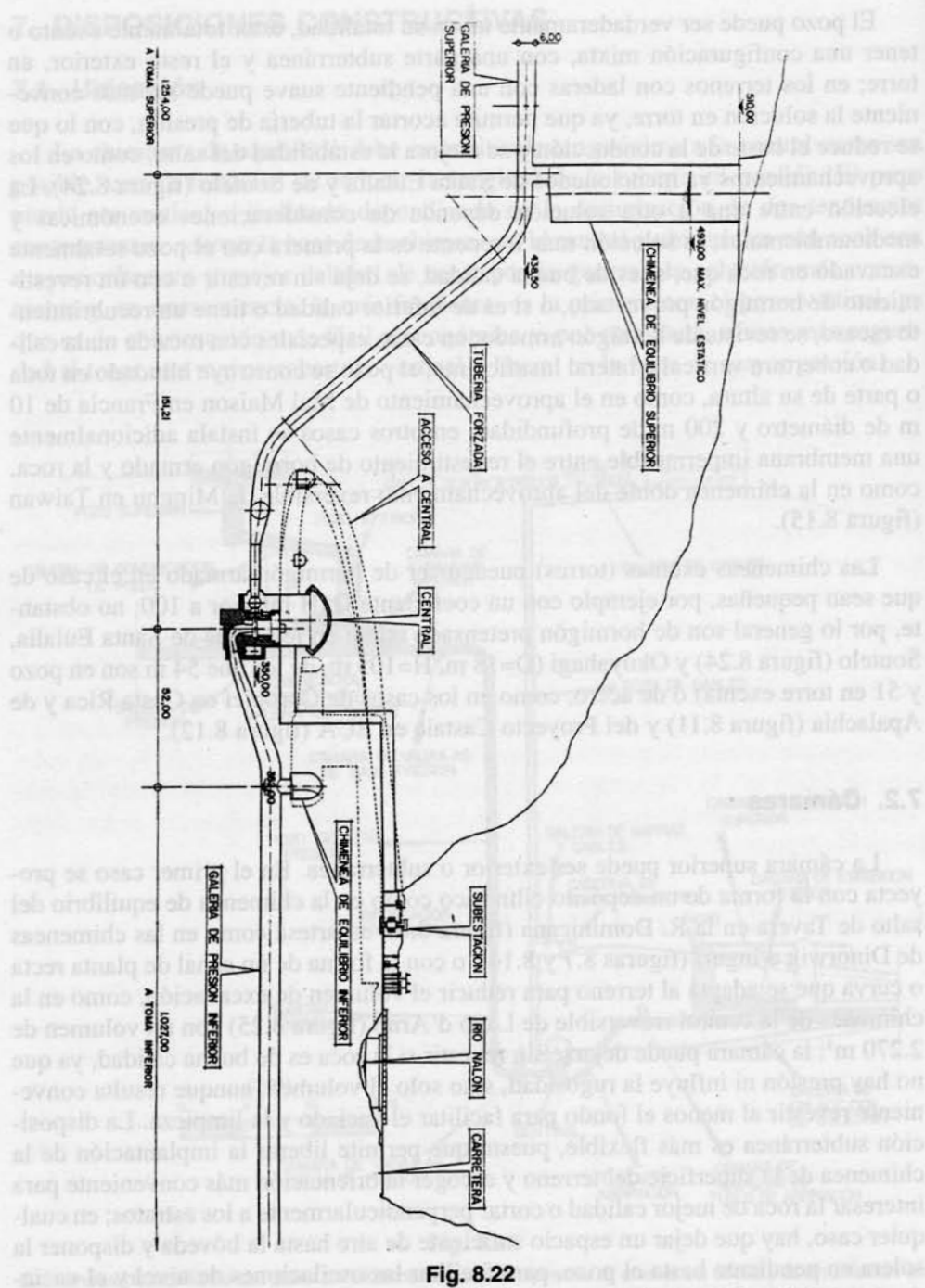


Fig. 8.22

Chimeneas de equilibrio del Salto de Tanes. Fuente: Hidroeléctrica del Cantábrico.

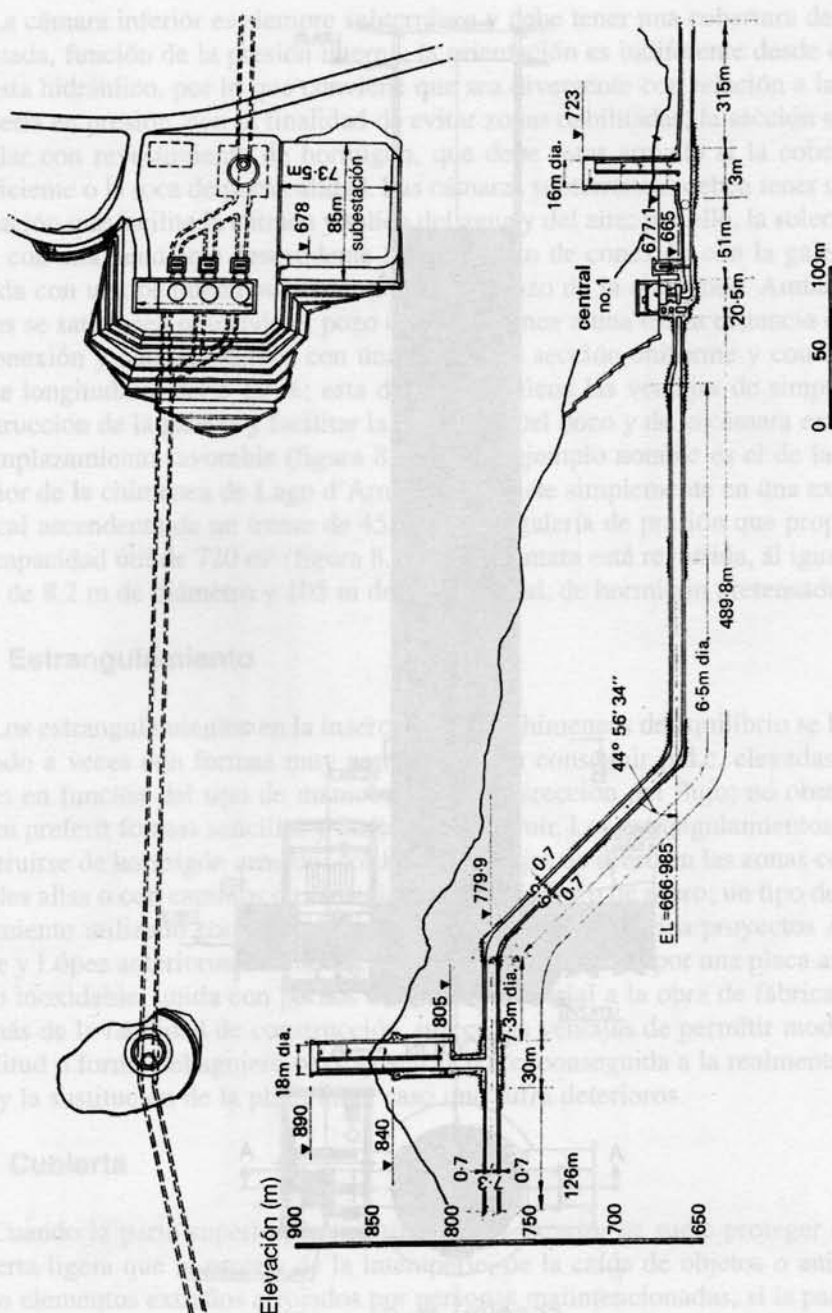


Fig. 8.23

Chimeneas de equilibrio del Salto de Okuyahagi. Fuente: Iwanari, 1975.

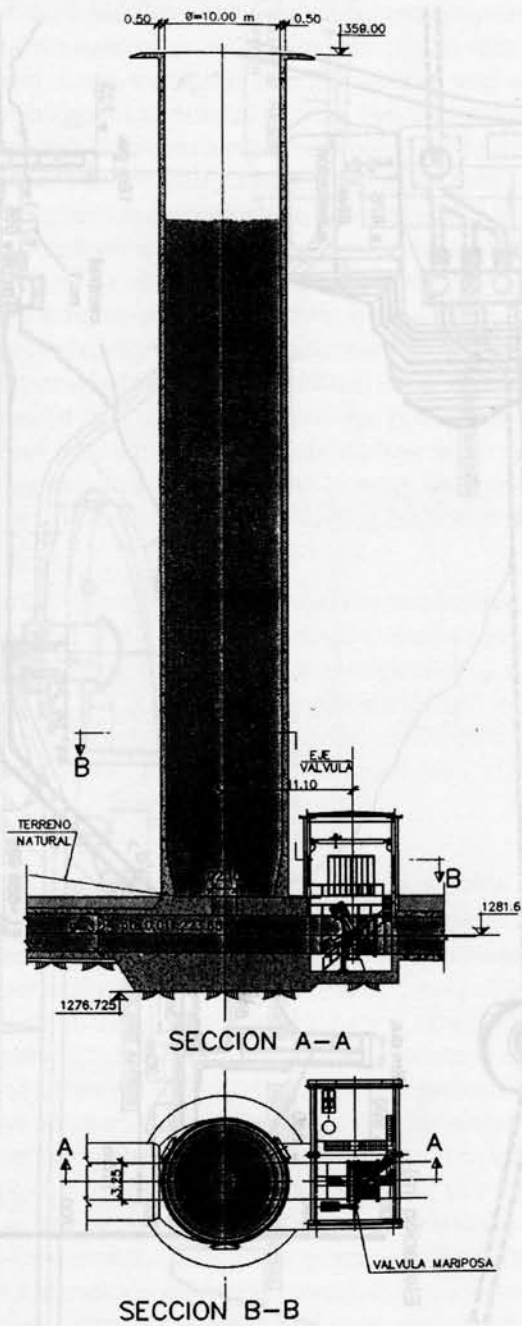


Fig. 8.24

Chimenea de equilibrio del salto de Soutelo. Fuente: IBERDROLA

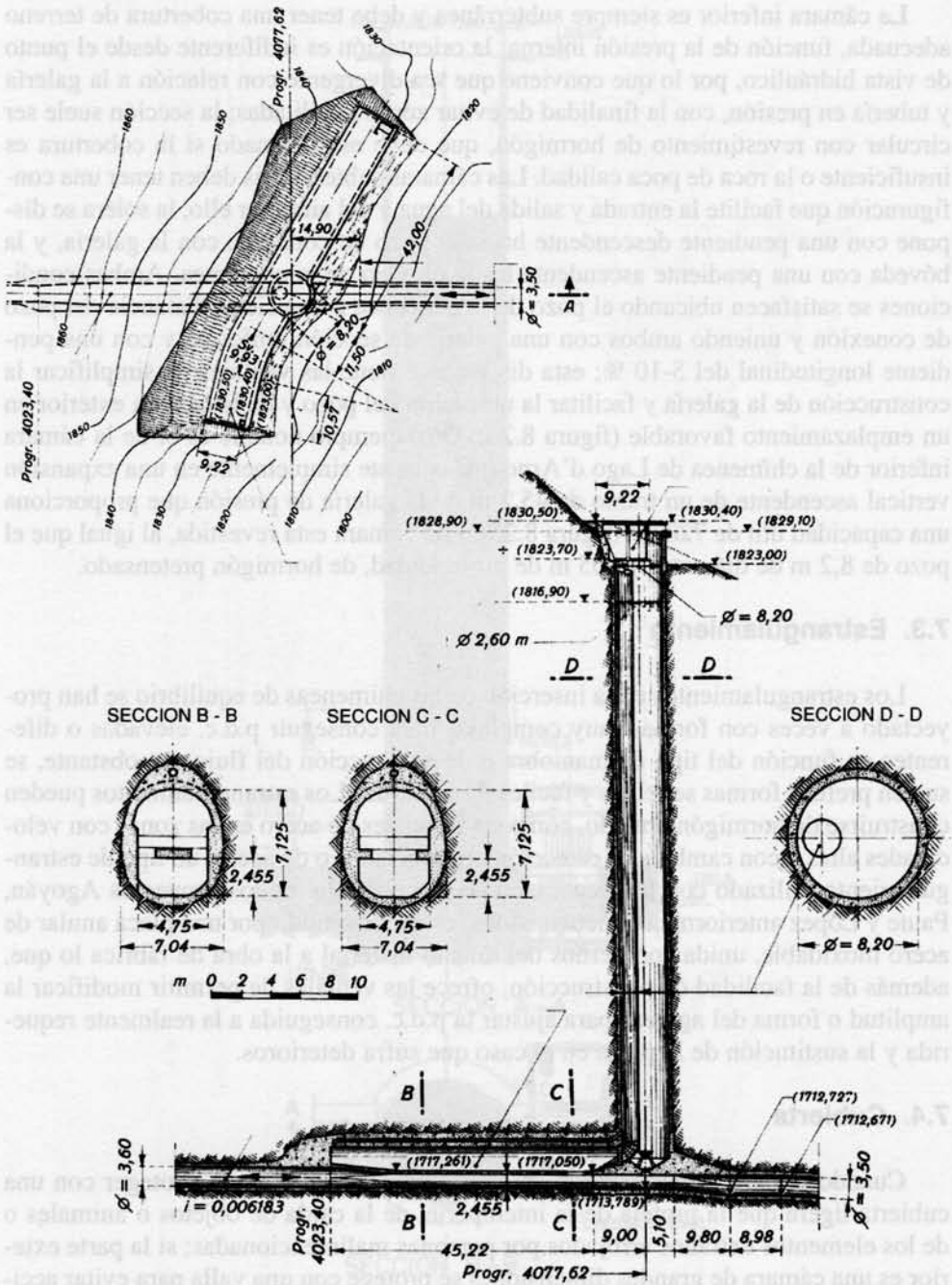
La cámara inferior es siempre subterránea y debe tener una cobertura de terreno adecuada, función de la presión interna; la orientación es indiferente desde el punto de vista hidráulico, por lo que conviene que sea divergente con relación a la galería y tubería en presión, con la finalidad de evitar zonas debilitadas; la sección suele ser circular con revestimiento de hormigón, que debe estar armado si la cobertura es insuficiente o la roca de poca calidad. Las cámaras subterráneas deben tener una configuración que facilite la entrada y salida del agua y del aire; por ello, la solera se dispone con una pendiente descendente hacia el pozo de conexión con la galería, y la bóveda con una pendiente ascendente hacia el pozo de la chimenea. Ambas condiciones se satisfacen ubicando el pozo de la chimenea a una cierta distancia del pozo de conexión y uniendo ambos con una galería de sección uniforme y con una pendiente longitudinal del 5-10 %; esta disposición tiene las ventajas de simplificar la construcción de la galería y facilitar la ubicación del pozo y de la cámara exterior en un emplazamiento favorable (figura 8.26). Otro ejemplo notable es el de la cámara inferior de la chimenea de Lago d'Arno que consiste simplemente en una expansión vertical ascendente de un tramo de 45,2 m de la galería de presión que proporciona una capacidad útil de 720 m³ (figura 8.25); esta cámara está revestida, al igual que el pozo de 8,2 m de diámetro y 105 m de profundidad, de hormigón pretensado.

7.3. Estrangulamiento

Los estrangulamientos en la inserción de las chimeneas de equilibrio se han proyectado a veces con formas muy complejas para conseguir p.d.c. elevadas o diferentes en función del tipo de maniobra o de la dirección del flujo; no obstante, se suelen preferir formas sencillas y fáciles de construir. Los estrangulamientos pueden construirse de hormigón armado, con o sin blindajes de acero en las zonas con velocidades altas o con cambios de dirección pronunciados o de acero; un tipo de estrangulamiento utilizado con frecuencia, como por ejemplo, en los proyectos Agoyán, Paute y López anteriormente mencionados, es el constituido por una placa anular de acero inoxidable, unida con pernos del mismo material a la obra de fábrica lo que, además de la facilidad de construcción, ofrece las ventajas de permitir modificar la amplitud o forma del agujero para ajustar la p.d.c. conseguida a la realmente requerida y la sustitución de la placa en el caso que sufra deterioros.

7.4. Cubierta

Cuando la parte superior de la chimenea es exterior se suele proteger con una cubierta ligera que la proteja de la intemperie, de la caída de objetos o animales o de los elementos extraños arrojados por personas malintencionadas; si la parte exterior es una cámara de grandes dimensiones se protege con una valla para evitar accidentes, reservando, en el caso de las cámaras de tipo diferencial, la protección mediante una cubierta ligera para el pozo central.



Chimenea de equilibrio del esquema reversible de Lago d'Arno. Fuente: ENEL.

BIBLIOGRAFIA

- Aarvoll, M., Functioning of the air cushion at Oksla Power Station, Norwegian Hydropower Tunnelling, 1985.
- Baines, J. A., et al., Dinorwig Pumped Storage Scheme, Proceedings de la ICE, Noviembre, 1983.
- Bergh-Christensen, J., Surge chamber design for Jukla, Norwegian Hydropower Tunnelling, 1985.
- Broch, E., Preliminary results from a survey of the Norwegian air cushion surge chambers, I. C. on Hydropower, Oslo, 1987.
- Broch, E., Unlined Pressure Tunnels and Air Cushion Surge Chambers, I. S. on Tunnelling for Water Resources, New Delhi, 1988.
- Comisión Federal de Electricidad, Manual de diseño de obras civiles, Cámaras de oscilación, Méjico, 1981.
- Corporación Dominicana de Electricidad, Proyecto López-Angostura.
- Edvardsson, E., Korsvold, E., Experience of operation of the Osa hydroelectric project air cushion surge chamber, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Electricité de France, Amenagents de La Coche, Mal Maisson y Super Bissorte, 1975-1983.
- ENEL, Lago d'Arno-S. Fiorano, Impianto idroelettrico di generazione e pompaggio.
- First Hydro, Dinorwig Power Station.
- Gómez Navarro, J. L., Saltos de Agua y Presas de Embalse, Vol. I, 1964.
- Gysel, M., The head race tunnel for the Chixoy scheme, Guatemala, WP&DC, Enero, 1987.
- Hasen, H., Lopez-Angostura Power Tunnel, WP'85, 1985.
- IBERDUERO, Saltos de Bao, Saucelle-Huebra y Soutelo.
- Indrhi, Proyecto Tavera-Bao.
- Instituto Ecuatoriano de Electrificación, Proyectos Paute y Agoyán.
- Ilynykh, I., Hydroelectric Stations, 1985.
- Iwanari, I., The Okuyahagi pumped storage project, WP&DC, Noviembre, 1975.
- Kjolberg, R. S., Kleiven, R., Design, construction and operational experience in the Torpa air cushion, 2nd I. C. on Hydropower, Lillehammer, Noruega, 1992.

- Kjørholt, H., et al., Geotechnical design of air cushion surge chambers, 2nd I. C. on Hydropower, Lillehammer, Noruega, 1992.
- Martin, D., Mega tunnels for mega-Watts, Tunnels & Tunnelling, Mayo, 1989.
- Mosonyi, E., Water Power Development, Vol 2, Hungarian Academy of Sciences, 1965.
- Nilsen, B., Thidemann, A., Rock Engineering, NIT, Hudropower Development, N1 9, 1993.
- Otter, P., Design and Performance of a Differential Surge Tank, HYDRO REVIEW, Octubre, 1988.
- Pleyn, A., Stokkebo, B., Excavation and leakage control of unlined air cushion surge chamber at the Osa hydroelectric project, Norwegian Hydropower Tunneling, 1985.
- Rathe, L., An innovation in surge chamber design, WP&DC, Junio-Julio, 1975.
- Stewart, E. H., Borg, J. E., Moose River Air Chamber Design and Performance, WP'89.
- Tennessee Valley Authority, The Apalachia, Ocoee No. 3, Nottely and Chatugge Projects, 1947.
- Toda, G., Progress at the Okuyahagi project, WP&DC, Octubre, 1979.
- Vallarino, E., Obras Hidráulicas, 1998.
- White, R. L., Structural Design of Angeles Tunnel Surge Chamber, Proceedings ASCE, Power Division, Julio, 1974.
- Yeh, L. S., Kao, C. Y., Lin, F. L., Minghu: Taiwan's first pumped-storage project, WP&DC, Febrero, 1987.
- Zipparo, V. J., Konstantellos, C., Design and Construction of the Moose River Hydroelectric Project, WP'89.

Golpe de ariete

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

La variabilidad de la potencia eléctrica exigida por el mercado conduce a frecuentes maniobras de cierre o apertura parciales o totales del distribuidor de las turbinas de los aprovechamientos hidroeléctricos a cargo de la regulación del sistema y, por lo tanto, a variaciones rápidas del caudal suministrado por la tubería de alimentación; estas variaciones del caudal circulante modifican la energía cinética de la columna de agua, lo cual provoca cambios bruscos en la presión del agua en la tubería y en la cámara espiral que, por asemejarse a impactos, se denominan habitualmente golpe de ariete. Los casos extremos opuestos corresponden al disparo de los interruptores con el correspondiente cierre total del órgano obturador de la turbina, y a la apertura total simultánea de todos los grupos de la central. El fenómeno tiene una gran influencia en el dimensionamiento de la tubería en presión y en el comportamiento dinámico del grupo turbogenerador, por lo que debe analizarse con detalle. Dado el carácter y finalidad de la presente obra se dedicará especial atención al análisis físico del fenómeno, fundamental para su adecuada comprensión y se establecerán los criterios para su cálculo por el método de las características que, en la actualidad, es el procedimiento de cálculo más extendido. Las bases físico matemáticas del método de cálculo pueden consultarse en Jaeger (1977), Watters (1979), Chaudry (1987), Wylie y Streeter (1991) o Abreu (1995).

2. INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD DE LA TUBERÍA Y DEL AGUA

Sea una tubería horizontal de longitud L y sección A que parte de un depósito D y concluye en un obturador O en su extremo de aguas abajo (figura 10.1). Si la velocidad del agua pasa de v a $v - \Delta v$ en un tiempo Δt , se produce una variación en la cantidad de movimiento que provoca una sobrepresión; llamando ρ a la densidad del líquido (en el agua igual a 1.000 kg/m^3) y suponiendo indeformables la tubería y su contenido, se puede calcular la sobrepresión Δp en una sección a una distancia x del depósito aplicando la ecuación de la dinámica:

$$A \cdot \rho \cdot \Delta p = A \cdot x \cdot \rho \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}; \quad \Delta p = \frac{x \cdot \Delta v}{\Delta t}$$

que da un valor máximo para $x=L$. Si $\Delta v=v$ (cierre total) e Δt es pequeño, Δp puede ser muy grande, con lo que la deformabilidad de la tubería y del agua adquieren una influencia significativa, lo que invalida las hipótesis de partida de la ecuación anterior; en esta situación, el agua comprimida dentro de la envolvente deformable ya no es una masa que actúa en bloque, sino que se puede asimilar a una masa unida a un resorte, planteamiento típico de un fenómeno oscilatorio. Más adelante se analiza y cuantifica el fenómeno tomando en consideración la dilatabilidad de la tubería y la compresibilidad del agua; de momento es interesante hacer un análisis físico intuitivo para comprender su esencia.

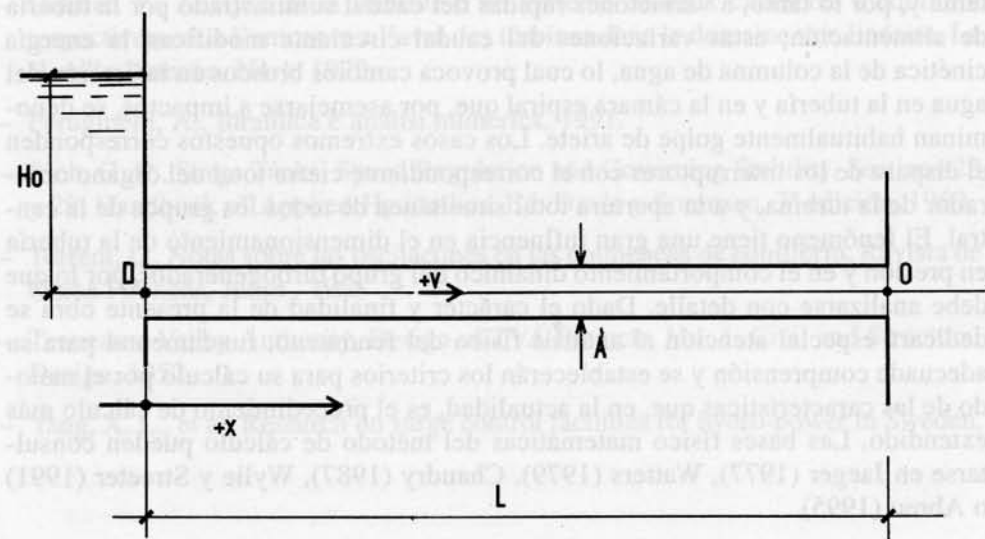


Fig. 10.1

En la figura 10.2 se esquematiza el proceso de un cierre total instantáneo en la tubería simple de longitud L considerada en el análisis anterior. Al cerrar la válvula se detiene el fluido de la capa adyacente, lo que provoca la elevación de la presión, la dilatación de la tubería y el aumento de la densidad del agua en el tramo de tubo afectado. Esta onda de presión y deformación elástica no se transmite instantáneamente sino que se traslada hacia aguas arriba con una velocidad a , denominada celeridad de onda, función de las características elásticas del tubo y del agua, por lo que en Δt , habrá afectado a una longitud $a \cdot \Delta t$ de tubo; la sobrepresión correspondiente se puede calcular mediante la ecuación dinámica, aplicada tomando en consideración la elasticidad del sistema:

$$A \cdot \Delta p = \rho \cdot A \cdot a \cdot \Delta t \cdot \frac{v}{\Delta t}$$

$$\Delta p = \rho \cdot a \cdot v = \rho \cdot g \cdot \Delta H; \quad \Delta H = a \cdot v/g \quad (10.1)$$

Esta es la ecuación básica del golpe de ariete y es válida mientras no se produzcan interferencias con las ondas reflejadas. La ecuación anterior es conocida como ecuación de Zhukovski, quien la presentó en San Petesburgo en 1898. La ecuación es válida también para el cierre de una válvula aguas arriba, sin más que cambiar el signo, ya que la onda es de depresión y se traslada hacia aguas abajo con la misma celeridad a .

Aplicando la ecuación de la continuidad se puede determinar la velocidad de traslación de la onda; más adelante se analizará este punto; por el momento se señala que la velocidad de traslación de la onda, es decir, su celeridad, solo depende de las características elásticas del tubo y de su contenido, en este caso agua y, suele ser elevada, del orden del millar de m/s (entre 700 y 1.300 m/s para las tuberías de acero).

Volviendo al proceso representado esquemáticamente en la figura 10.2 se tiene que en el instante inicial (B) se cierra la válvula provocando la sobrepresión y deformación elástica en la rebanada adyacente, mientras que el resto de la columna de agua sigue moviéndose hasta chocar con el agua ya parada, provocando la sobrepresión y deformación elástica señalada. Durante este proceso (C), en la parte dilatada de la derecha el agua está en reposo, mientras que en la parte de la izquierda sigue moviéndose con la velocidad inicial, pues todavía no le ha llegado el efecto del choque contra el obturador. Al cabo de un tiempo L/a (D) la onda elástica alcanza la sección de salida del depósito, con lo que toda la tubería queda dilatada, con una presión $p + \Delta p$ y con una velocidad nula; la energía cinética de toda la masa líquida se ha transferido al tubo y al agua en forma de presión y deformación elástica, lo que ha producido la dilatación del primero y la contracción de la segunda. Gracias a ello se amortigua en parte el efecto del impacto, pues la anulación de la energía del agua no se produce en forma instantánea como en el cierre supuesto, sino que se verifica en un tiempo L/a .

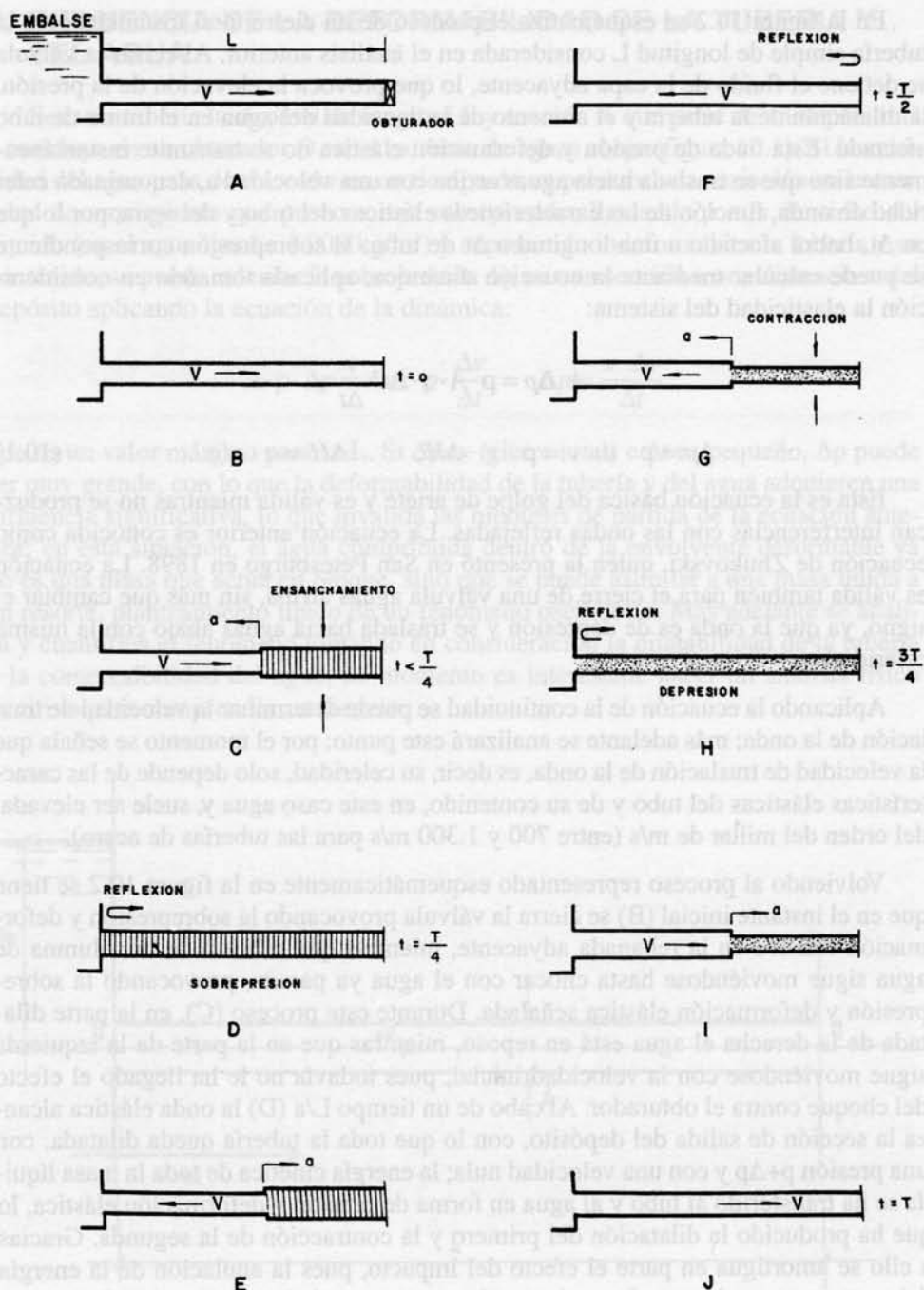


Fig. 10.2

La situación (D) está en desequilibrio, pues al ponerse en contacto el agua comprimida del tubo con la del depósito, existe una discontinuidad de presiones; la mayor presión en la tubería provoca el movimiento del agua comprimida hacia el depósito, lo que lleva a la igualación de presiones en la zona inmediata, con la consiguiente recuperación de la situación elástica inicial, anulándose la sobrepresión y la deformación elástica. La recuperación de la presión y de la deformación iniciales se transmite hacia aguas abajo (E) por un proceso similar al anterior y con celeridad igual y de sentido contrario, hasta alcanzar el obturador; durante este proceso, la parte izquierda de la tubería está con la presión del depósito y el agua moviéndose con una velocidad $-v$ hacia él, mientras que en la parte derecha sigue la sobrepresión y el agua está en reposo.

En el instante (F) la onda de presión procedente del depósito llega al obturador, y toda el agua de la tubería está con la presión del depósito y una velocidad igual a la inicial v y dirigida hacia él. En este instante la velocidad negativa del agua produce una depresión junto al obturador cerrado, que se transmite hacia aguas arriba (G) en la misma forma que lo hizo la sobrepresión en el primer recorrido; al alcanzar el depósito (H) se produce un nuevo desequilibrio con una presión mayor en éste, lo que provoca una aceleración del agua en la tubería hacia aguas abajo (I) acompañada con el aumento de la presión hasta igualar a la del depósito (esto es, la inicial); esta onda se transmite hacia aguas abajo hasta llegar de nuevo al obturador (J). En este momento se reproducen las condiciones iniciales: la masa de agua con velocidad v y la presión del depósito, y el obturador cerrado, repitiéndose el ciclo indefinidamente. En realidad, este fenómeno oscilatorio va amortiguándose por el doble efecto de la p.d.c., que se opone al movimiento del agua en uno y en otro sentido, y de la histéresis de la deformación elástica, que impide se recuperen totalmente las condiciones del período anterior; no obstante, este doble efecto amortiguador es relativamente débil, por lo que las oscilaciones continúan durante un período largo, amortiguándose paulatinamente hasta alcanzar el estado de reposo.

Como se ve, el ciclo total de período $4L/a$ se compone de cuatro fases, cada una con un recorrido de la onda (positiva, nula o negativa) a lo largo de la tubería, en uno o en otro sentido (figura 10.3). Las cuatro fases se pueden resumir en:

- formación inicial y transmisión hacia aguas arriba de la sobrepresión y la deformación elástica producida por el cierre instantáneo del obturador,
- recuperación de la presión normal junto al depósito y transmisión de ésta hacia el obturador, con inversión de la velocidad del agua,
- depresión con anulación de la velocidad junto al obturador, lo que se transmite hacia aguas arriba hasta alcanzar el depósito,

- recuperación de la presión y velocidad iniciales junto al depósito y transmisión de estas variaciones de presión y de velocidad hacia el obturador. Cuando la onda alcanza éste se reproducen las condiciones iniciales y se vuelve a iniciar el ciclo.

En el extremo libre de la conducción (depósito) hay reflexión de la onda con cambio de signo de la velocidad y recuperación de la presión inicial, es decir, la del depósito; en el otro extremo (en el obturador) hay reflexión de la onda de presión y anulación de la velocidad. En todo el proceso hay una longitud variable de conducción con el agua en movimiento y el resto en reposo; las velocidades y presiones están contrapuestas: la zona en reposo está sometida a sobrepresión o depresión y la zona restante, con velocidad v o $-v$, tiene una presión igual a la del depósito; este proceso se refleja en la figura 10.3 en el plano $s-t$, donde en abscisas se representa la distancia al origen y en ordenadas el tiempo, medido en unidades de L/a .

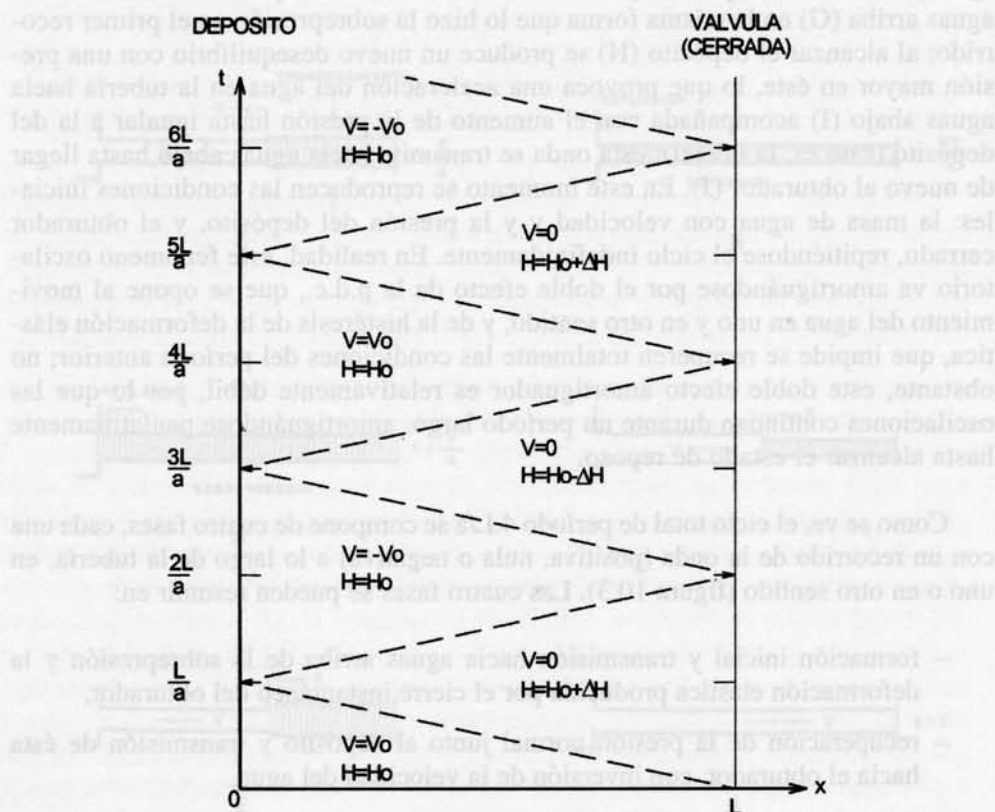


Fig. 10.3

3. ECUACIONES GENERALES

Las ecuaciones básicas del movimiento transitorio se obtienen a partir de las ecuaciones dinámica y de la continuidad, tomando en consideración la elasticidad del tubo y la p.d.c., esta última calculada suponiendo que son de aplicación las fórmulas desarrolladas para el estudio del régimen permanente. La segunda ley de Newton aplicada al tramo elemental de tubo de sección circular limitado por dos planos normales a una distancia ds , representado en la figura 10.4, da:

$$\rho \cdot A \cdot ds \cdot \frac{dv}{dt} = -(pA)_s \cdot ds + \left(p + \frac{p_s \cdot ds}{2} \right) \cdot A_s \cdot ds - \tau_0 \cdot \pi \cdot D \cdot ds - \rho \cdot g \cdot A \cdot \text{sen} \alpha \cdot ds$$

donde el subíndice s indica derivación parcial con relación a la abscisa s . Despreciando los términos en ds^2 la ecuación anterior se transforma en:

$$\frac{dv}{dt} + \frac{1}{\rho \cdot A} (p \cdot A)_s - \frac{p \cdot A_s}{A \cdot \rho} + \tau_0 \pi \frac{D}{A \rho} + g \cdot \text{sen} \alpha = 0$$

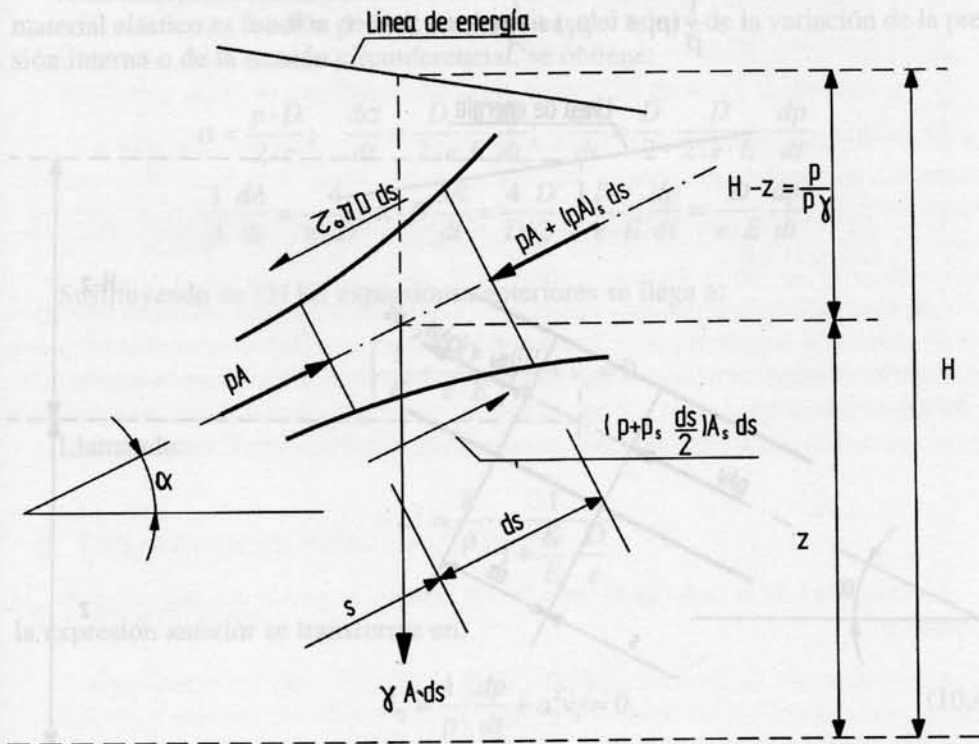


Fig. 10.4

Teniendo en cuenta la equivalencia entre la fuerza de rozamiento y el coeficiente f de la ecuación de Darcy-Weisbach y suponiendo un tubo cilíndrico en el que se puede despreciar la variación espacial del área del tubo ($A_s=0$), se llega a:

$$\frac{\tau_0 \cdot \pi \cdot D}{\rho \cdot A} = f \cdot \frac{v \cdot |v|}{2 \cdot D}; \quad (pA)_s = A \cdot p_s + p \cdot A_s = A \cdot p_s$$

$$L_1 = \frac{dv}{dt} + \frac{1}{\rho} \cdot p_s + g \cdot \sin \alpha + f \cdot \frac{v \cdot |v|}{2D} = 0 \quad (10.2)$$

que es la primera de las ecuaciones buscadas. La segunda ecuación se obtiene a partir de la ecuación de la continuidad que, con la notación de la figura 10.5, da:

$$\rho \cdot A \cdot v - [\rho \cdot A \cdot v + (\rho \cdot A \cdot v)_s \cdot ds] = (\rho \cdot A \cdot ds)_t$$

$$(\rho \cdot A \cdot v_s + \rho \cdot v \cdot A_s + A \cdot v \cdot \rho_s) \cdot ds + \rho \cdot A \cdot (ds)_t + \rho \cdot ds \cdot A_t + A \cdot ds \cdot \rho_t = 0$$

Dividiendo por la masa elemental y suponiendo que la expansión del tubo está coartada, es decir que ds no depende de t , se obtiene:

$$\frac{1}{\rho} (\rho_t + v \cdot \rho_s) + \frac{1}{A} (A_t + v A_s) + v_s = 0$$

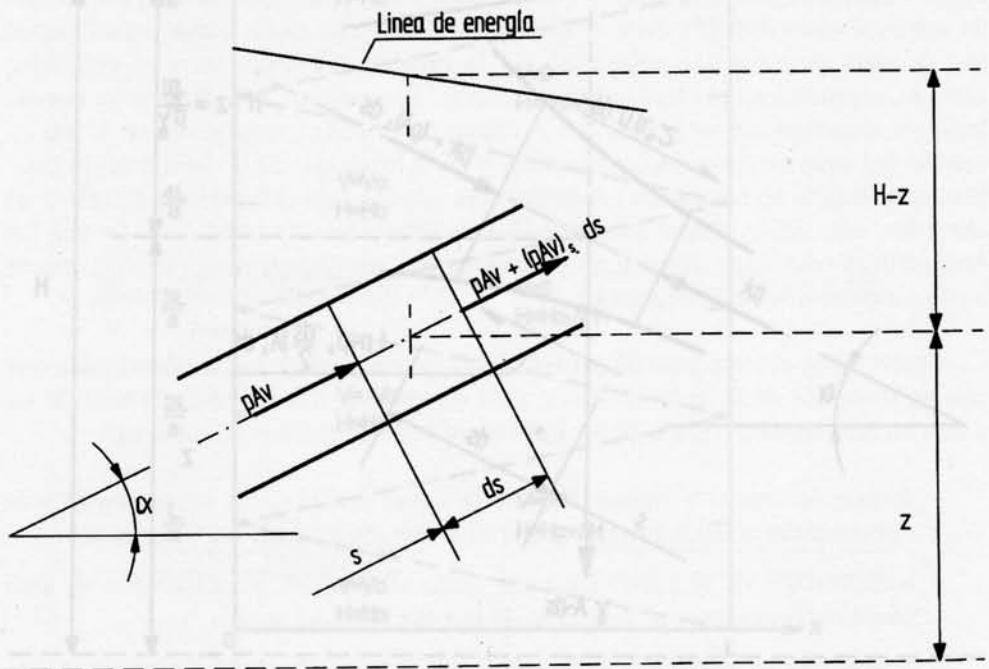


Fig. 10.5

Los dos primeros términos de la ecuación representan las derivadas totales de ρ y de A con relación a t , divididas respectivamente por ρ y por A . En consecuencia, la ecuación equivale a:

$$\frac{1}{\rho} \cdot \frac{d\rho}{dt} + \frac{1}{A} \cdot \frac{dA}{dt} + v_s = 0 \quad (10.3)$$

Por otra parte, teniendo en cuenta que la masa total de un líquido no varía con el cambio de la presión se verifica que:

$$d(\rho \cdot V) = \rho \cdot dV + V \cdot d\rho = 0; \quad \frac{\rho}{d\rho} = -\frac{V}{dV}$$

A partir de la definición del módulo de elasticidad volumétrico de un líquido, concepto similar al módulo de elasticidad de un sólido, se deduce:

$$K = -V \cdot \frac{d\rho}{dV} = \rho \cdot \frac{d\rho}{d\rho}; \quad \frac{1}{\rho} \cdot \frac{d\rho}{dt} = \frac{1}{K} \cdot \frac{d\rho}{dt}$$

Asimismo, como la deformación de los conductos cilíndricos contruados con un material elástico es función de las características del tubo y de la variación de la presión interna o de la tensión circunferencial, se obtiene:

$$\sigma = \frac{p \cdot D}{2 \cdot e}; \quad \frac{d\sigma}{dt} = \frac{D}{2 \cdot e} \cdot \frac{1}{E} \cdot \frac{dp}{dt}; \quad \frac{dR}{dt} = \frac{D}{2} \cdot \frac{1}{2 \cdot e \cdot E} \cdot \frac{dp}{dt}$$

$$\frac{1}{A} \cdot \frac{dA}{dt} = \frac{4}{\pi \cdot D^2} \cdot \pi \cdot D \cdot \frac{dR}{dt} = \frac{4}{D} \cdot \frac{D}{2} \cdot \frac{1}{2 \cdot e \cdot E} \cdot \frac{dp}{dt} = \frac{1}{e \cdot E} \cdot \frac{dp}{dt}$$

Sustituyendo en (3) las expresiones anteriores se llega a:

$$\left[\frac{1}{K} + \frac{D}{e \cdot E} \right] \frac{dp}{dt} + v_s = 0$$

Llamando:

$$a^2 = \frac{K}{\rho} \cdot \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}$$

la expresión anterior se transforma en:

$$L_2 = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{dp}{dt} + a^2 v_s = 0 \quad (10.4)$$

que es la segunda ecuación buscada.

Las ecuaciones (10.2) y (10.4) en derivadas parciales con s y t como variables independientes son las ecuaciones básicas del régimen transitorio. Teniendo en cuenta que $p = \rho \cdot (H - z)$, las ecuaciones anteriores se pueden expresar en función de la altura piezométrica.

4. CELERIDAD DE LAS ONDAS DE PRESIÓN

La celeridad de onda en un tubo exento se calcula mediante la expresión:

$$a = \frac{1}{\sqrt{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D \cdot C}{E \cdot e} \right)}}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material ($2,1 \cdot 10^6$ kp/cm² = 206 GPa en el caso del acero)

K = módulo de deformación del agua ($2,2 \cdot 10^4$ kp/cm² = 2,16 GPa)

ρ = densidad del agua (1.000 kg/m³)

ν = módulo de Poisson (0,30 en el caso del acero)

D = diámetro del tubo en m

e = espesor del tubo en m

C = coeficiente que depende de las constricciones a la deformación longitudinal del tubo

La ecuación anterior solo es válida para tubos delgados, con un valor de $D/e > 40$. El valor de C según Wylie y Streeter (1993) es de $1 - \nu/2$ para los tubos anclados en el extremo superior solamente, $1 - \nu^2$ para los tubos anclados y sin juntas de dilatación o enterrados y 1 para los tubos con juntas de expansión. La misma fórmula es de aplicación a los tubos gruesos sustituyendo el coeficiente C anterior por:

$$C_1 = C \cdot \frac{D}{D + e} + \frac{2 \cdot e}{D} \cdot (1 + \nu)$$

La celeridad de la onda en el caso de los túneles se puede calcular mediante la expresión:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot K}{E_R} \cdot (1 + \nu) \right]}}$$

La celeridad en el caso de los túneles blindados se calcula utilizando C_1 como valor de C en la fórmula de los tubos:

$$C_1 = \frac{2 \cdot E \cdot e}{E_R \cdot D + 2 \cdot E \cdot e}$$

donde e es el espesor del blindaje y E_R es el módulo de deformación de la roca.

La celeridad de onda en un tubo absolutamente rígido sería:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} = 1470 \text{ m/s}$$

mientras que la celeridad en las tuberías de acero delgadas con juntas de dilatación se puede calcular mediante la expresión:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + f \frac{K}{E}}} \approx \frac{1470}{\sqrt{1 + \frac{f}{95,4}}}$$

que solo depende de la esbeltez del tubo $f=D/e$ y da una celeridad de onda entre 700 y 1.300 m/s según se puede apreciar en la figura 10.6.

La celeridad de onda en los tubos de hormigón armado pretensado puede estimarse asimilando el tubo de hormigón a un tubo grueso homogéneo transformando la sección de acero en hormigón (o viceversa), multiplicando el área correspondiente por la relación de módulos de elasticidad. En los tubos de hormigón armado no pretensado se debe considerar un factor corrector para tomar en consideración el efecto del agrietamiento del tubo; en algunos casos se supone que la sección de hormigón no colabora a resistir los esfuerzos de tracción, por lo que el tubo equivalente se determina transformando la sección de acero en un tubo delgado de este material con la misma sección de acero en sentido axial y longitudinal que la sección de armadura de refuerzo en el tubo de hormigón (Watters, 1979).

5. ECUACIONES SIMPLIFICADAS

5.1 Introducción

Suponiendo un tubo simple, es decir, un tubo horizontal, sin rozamiento y de diámetro y espesor constantes (figura 10.1), desaparecen los dos últimos términos de la ecuación (2); adicionalmente, se puede admitir que la variación espacial de v y de p es despreciable puesto que, en general, esta variación es mucho más peque-

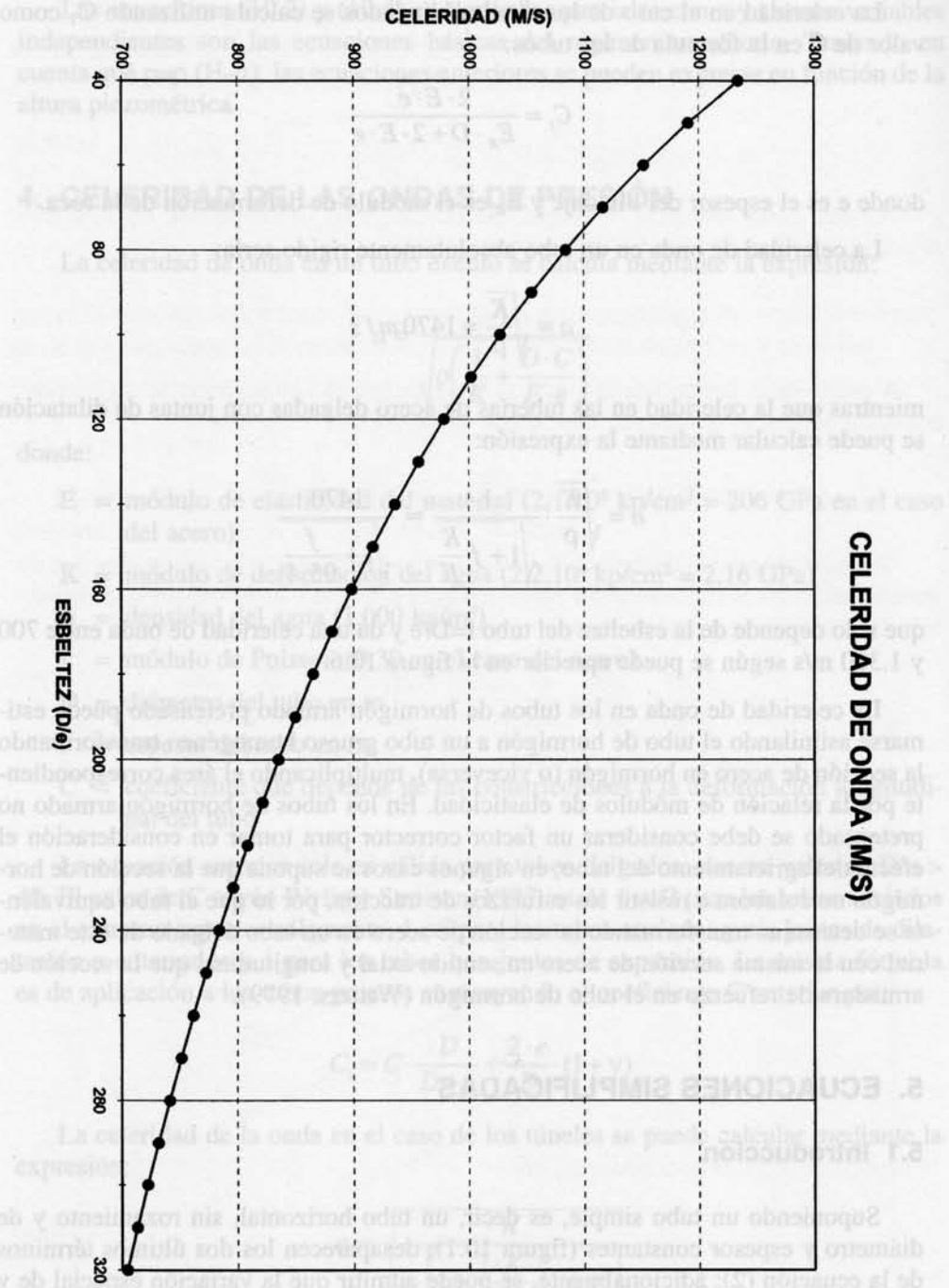


Fig. 10.6

ña que la variación temporal; en estos supuestos, las derivadas totales se pueden sustituir por derivadas parciales con lo cual, las ecuaciones anteriores se transforman en:

$$\frac{dv}{dt} = v_t; \quad \frac{dp}{dt} = p_t$$

$$v_t + \frac{1}{\rho} p_s = 0 \quad (10.5)$$

$$p_t + \rho \cdot a^2 \cdot v_s = 0 \quad (10.6)$$

Estas son las ecuaciones de las ondas y otros fenómenos transitorios, cuya solución general es:

$$u_1 = t + \frac{s}{a}; \quad p = p_0 + F(u_1) - f(u_2) \quad (10.7)$$

$$u_2 = t - \frac{s}{a}; \quad v = v_0 - \frac{g}{a} [F(u_1) - f(u_2)] \quad (10.8)$$

donde p_0 y v_0 son la presión y la velocidad en el origen y en el instante inicial.

$F(u_1)$ y $f(u_2)$ son dos ondas de presión que se propagan sin deformación con una velocidad a , la primera del depósito al obturador y la segunda en sentido contrario; por esta razón, las ecuaciones (10.7) y (10.8) muestran que la sobrepresión $p-p_0$ es la suma de dos ondas de presión F y f , mientras que el cambio de velocidad, $v-v_0$, es la diferencia de dos ondas $F \cdot g/a$ y $f \cdot g/a$. F y f son dos funciones desconocidas que dependen de las condiciones de contorno del sistema que, en los aprovechamientos hidroeléctricos, suelen ser el embalse o la chimenea de equilibrio aguas arriba y el distribuidor de las turbinas aguas abajo. Asimismo, se verifica que los valores de $F(u_1)$ y de $f(u_2)$ son constantes para $s = \pm a \cdot t$, puesto que:

$$F\left(t - \frac{a \cdot t}{a}\right) = F(0) = cte; \quad f\left(t - \frac{a \cdot t}{t}\right) = f(0) = cte$$

Si el origen de la tubería es un embalse o depósito de nivel constante, se tiene que para $x=0$:

$$x = 0; \quad p = p_0; \quad f(t) = -F(t)$$

Asimismo, de la condición $p=p_0$ para $s=L$ se obtiene:

$$p = p_0 + F\left(t + \frac{L}{a}\right) + f\left(t - \frac{L}{a}\right) = p_0; \quad \rightarrow \quad F\left(t + \frac{L}{a}\right) = -f\left(t - \frac{L}{a}\right)$$

lo que significa que en este punto hay una reflexión total con cambio de signo; si en las expresiones anteriores sustituimos t por $t_i - L/a$ resulta:

$$F\left(t_i + \frac{2 \cdot L}{a}\right) = -f(t_i); \rightarrow F(t_{i+1}) = -f(t_i)$$

Si en lugar de un embalse con un nivel constante es un depósito o chimenea de equilibrio con un nivel variable durante el proceso con una ley $z(t)$, se tendría:

$$x = 0; \quad p = p_0 + z(t); \quad f(t) = z(t) - F(t)$$

En cualquiera de los casos, las ondas F y f son iguales y de signo contrario, con la única diferencia en el segundo caso del añadido de la oscilación $z(t)$ que la onda va encontrando cada vez que llega al depósito o chimenea. En consecuencia, las ondas representadas por las ecuaciones (10.7) y (10.8) se mantienen invariables.

5.2. Ecuaciones de Allievi

Para simplificar la deducción de las ecuaciones de Allievi es preferible cambiar la orientación del eje de abscisas del tubo simple considerado anteriormente, disponiendo el origen en el obturador y el sentido positivo hacia el depósito, contrario a la dirección de la velocidad inicial. Con esta disposición (figura 10.7) y teniendo en cuenta que $p = \rho \cdot g \cdot (h - z)$, las ecuaciones (10.5) y (10.6) se transforman en:

$$v_i = g \cdot h_s; \quad v_s = \frac{g}{a^2} h_i$$

cuyas soluciones son:

$$h = h_0 + F\left(t - \frac{x}{a}\right) + f\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

$$v = v_0 - \frac{g}{a} \left[F\left(t - \frac{x}{a}\right) - f\left(t + \frac{x}{a}\right) \right]$$

Considerando las ondas de presión en el origen, es decir junto al obturador, para los sucesivos períodos $t = i \cdot T$, se tiene:

$$t_i = i \cdot T; \quad T = 2 \cdot L / a; \quad i = 1, 2, \dots, i$$

$$h_i = h_0 + F_i + f_i; \quad v_i = v_0 - \frac{g}{a} (F_i - f_i)$$

donde $F_i = F(i \cdot T)$ y $f_i = f(i \cdot T)$. Teniendo en cuenta que en el obturador $f_i = -F_{i-1}$, las ecuaciones anteriores se transforman en:

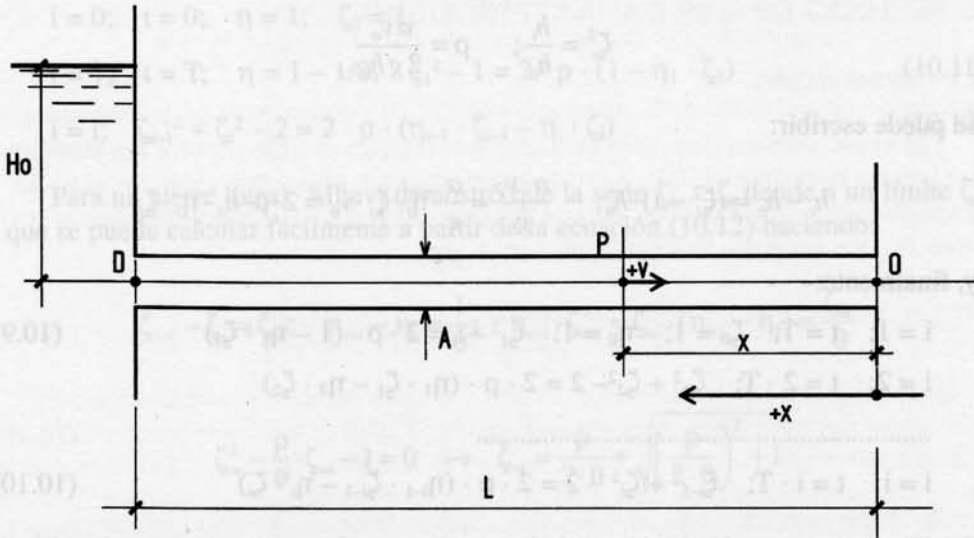


Fig. 10.7

$$h_i = h_0 + F_i - F_{i-1}; \quad v_i = v_0 - \frac{g}{a} \cdot (F_i + F_{i-1})$$

De este sistema de ecuaciones se deduce:

$$h_i + h_{i-1} = 2 \cdot h_0 + F_i - F_{i-2}; \quad v_i - v_{i-1} = -\frac{g}{a} \cdot (F_i - F_{i-2})$$

y, eliminando $F_i - F_{i-2}$, se obtiene finalmente:

$$h_i + h_{i-1} - 2 \cdot h_0 = \frac{a}{g} \cdot (v_{i-1} - v_i); \quad \text{para } i = 1, 2, 3, \dots, i$$

Este conjunto de ecuaciones constituye el denominado sistema de ecuaciones encadenadas de Allievi, que relacionan el tiempo, la presión y la velocidad en el obturador de un tubo simple. Para resolver las ecuaciones y determinar h y v , se precisa establecer una relación adicional entre estas dos variables dependientes; esta relación es la ecuación de Bernoulli aplicada al obturador:

$$v_0 = A_0 \sqrt{2gh_0}; \quad v_i = A_i \sqrt{2gh_i} = \frac{A_i}{A_0} v_0 \sqrt{\frac{h_i}{h_0}} = \eta_i v_0 \sqrt{\frac{h_i}{h_0}}$$

donde A_i es el área efectiva del obturador y η_i es la apertura relativa en el instante $t = i \cdot T$. Introduciendo los dos parámetros de Allievi:

$$\zeta_i^2 = \frac{h_i}{h_0}; \quad \rho = \frac{a v_0}{2 g h_0}$$

se puede escribir:

$$h_i - h_0 = (\zeta_i^2 - 1) \cdot h_0; \quad \frac{a \cdot v_i}{g} = \frac{a}{g} \cdot \eta_i \cdot \zeta_i \cdot v_0 = 2 \cdot \rho \cdot h_0 \cdot \eta_i \cdot \zeta_i$$

y, finalmente:

$$i = 1; \quad t = T; \quad \zeta_0 = 1; \quad \eta_0 = 1; \quad \zeta_1^2 - 1 = 2 \cdot \rho \cdot (1 - \eta_1 \cdot \zeta_1) \quad (10.9)$$

$$i = 2; \quad t = 2 \cdot T; \quad \zeta_1^2 + \zeta_2^2 - 2 = 2 \cdot \rho \cdot (\eta_1 \cdot \zeta_1 - \eta_2 \cdot \zeta_2)$$

.....

$$i = i; \quad t = i \cdot T; \quad \zeta_{i-1}^2 + \zeta_i^2 - 2 = 2 \cdot \rho \cdot (\eta_{i-1} \cdot \zeta_{i-1} - \eta_i \cdot \zeta_i) \quad (10.10)$$

Esta es la expresión clásica del sistema de ecuaciones encadenadas de Allievi, mediante el cual se puede calcular la altura de presión $h_i = \zeta_i^2 \cdot h_0$ en el extremo de aguas abajo del tubo en cualquiera de los instantes $t_i = i \cdot T$, siempre que se conozca la ley de variación de la apertura, es decir, la relación entre η y t . En lo que sigue se particulariza este análisis para algunas situaciones de especial interés, como son el cierre o apertura lineal del obturador.

5.2.1. Cierre rápido

Se denomina cierre rápido al que se produce en un tiempo inferior al período de la tubería, es decir: $\tau < T = 2 \cdot L/a$; en este caso, para:

$$i = 0; \quad t = 0; \quad \zeta_0 = 1; \quad i = 1; \quad t = T; \quad \eta_1 = 0;$$

$$\zeta_1^2 - 1 = 2 \cdot \rho = 2 \cdot \frac{a v_0}{2 g h_0} \quad \Delta h = (\zeta_1^2 - 1) \cdot h_0 = a \cdot v_0 / g$$

que, lógicamente, coincide con la ecuación de Zhukousky obtenida en (10.1).

5.2.2 Cierre lento ($\tau > T$)

Contrariamente, los cierres lentos son los que se producen en un tiempo mayor que el período de la tubería, es decir $\tau > T$. Cabe señalar que en una tubería en presión los cierres son siempre lentos, ya que el tiempo de cierre no es inferior a 5 s para tuberías cortas y es más prolongado para las tuberías largas. En este caso, para:

$$i = 0; \quad t = 0; \quad \eta = 1; \quad \zeta_0 = 1;$$

$$i = 1; \quad t = T; \quad \eta = 1 - 1/\theta; \quad \zeta_1^2 - 1 = 2 \cdot \rho \cdot (1 - \eta_1 \cdot \zeta_1) \quad (10.11)$$

$$i = i; \quad \zeta_{i-1}^2 + \zeta_i^2 - 2 = 2 \cdot \rho \cdot (\eta_{i-1} \cdot \zeta_{i-1} - \eta_i \cdot \zeta_i) \quad (10.12)$$

Para un cierre lineal, Allievi demostró que la serie $\zeta_1, \dots, \zeta_i$ tiende a un límite ζ_m que se puede calcular fácilmente a partir de la ecuación (10.12) haciendo:

$$\zeta_{i-1} \sim \zeta_i = \zeta_m; \quad \eta_{i-1} - \eta_i = \frac{1}{\theta}; \quad \eta_{i-1} \cdot \zeta_{i-1} = \zeta_m \cdot (\eta_{i-1} - \eta_i) = \frac{\zeta_m}{\theta}$$

$$\zeta_m^2 - \frac{\rho}{\theta} \cdot \zeta_m - 1 = 0 \rightarrow \zeta_m = \frac{\rho}{2 \cdot \theta} + \sqrt{\left(\frac{\rho}{2 \cdot \theta}\right)^2 + 1}$$

La sobrepresión mayor corresponde siempre a uno de los dos valores ζ_1 ó ζ_m anteriormente calculados; según Jaeger (1977), ζ_1 da el valor más elevado cuando $\rho < 1$ y $\theta > 3,5$ mientras que ζ_m da el valor más alto cuando $\rho > 1,1$. Estos dos valores de ζ son los representados en los ampliamente difundidos gráficos de Allievi para el cálculo del golpe de ariete provocado por un cierre lineal, muy utilizados en el pasado para estimar la magnitud de los transitorios.

5.2.3. Apertura lenta

Un análisis similar conduce a:

$$\zeta_1^2 - 1 = -2 \cdot \frac{\rho}{\theta} \zeta_1 \rightarrow \zeta_1 = -\frac{\rho}{\theta} + \sqrt{\left(\frac{\rho}{\theta}\right)^2 + 1} \quad (10.13)$$

y, finalmente:

$$\zeta_m = -\frac{\rho}{2 \cdot \theta} + \sqrt{\left(\frac{\rho}{2 \theta}\right)^2 + 1} \quad (10.14)$$

Según Jaeger(1977), la primera onda es la que produce la máxima depresión si se parte de $Q = 0$ (apertura total), por lo que la depresión se debe calcular con la ecuación (10.13), mientras que (10.14) puede dar valores mayores si la apertura parte de un caudal mayor que 0.

6. MÉTODO DE LAS CARACTERÍSTICAS

6.1 Introducción

Las ecuaciones en derivadas parciales que regulan el flujo durante los transitorios son las ecuaciones (10.2) y (10.4) anteriormente obtenidas; estas dos ecuaciones, dinámica y de la continuidad, que relacionan las dos variables dependientes v y p con las dos variables independientes t y s , son:

$$\text{EC. DINÁMICA} \quad \frac{dv}{dt} + \frac{1}{\rho} p_s + g \cdot \operatorname{sen} \alpha + f \frac{v|v|}{2D} = 0 \quad (10.2)$$

$$\text{EC. CONTINUIDAD} \quad \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dt} + a^2 v_s = 0 \quad (10.4)$$

donde, como anteriormente, el subíndice s indica derivada parcial. Las ecuaciones (10.2) y (10.4) se han analizado e intentado resolver con muy variados procedimientos, tanto numéricos o gráficos como experimentales; el más extendido en la actualidad es el denominado método de las características, que transforma las dos ecuaciones en derivadas parciales en dos pares de ecuaciones diferenciales ordinarias que se integran por diferencias finitas. El método se puede aplicar a las ecuaciones (10.2) y (10.4) simplificadas suponiendo que se puede despreciar la variación espacial de v y p , lo que da origen al método simplificado de las características o, alternativamente, considerando las ecuaciones completas; en lo que sigue se analiza exclusivamente este último procedimiento, puesto que su desarrollo no es más complicado que el método simplificado, y da una precisión algo mayor.

Para aplicar este método, se multiplica la ecuación (10.2) por un factor desconocido λ y se suma a la ecuación (10.4), con lo que se obtiene:

$$\lambda \left[\frac{dv}{dt} + \frac{a^2}{\lambda} v_s \right] + \frac{1}{\rho} \left[\frac{dp}{dt} + \lambda p_s \right] + \lambda g \cdot \operatorname{sen} \alpha + \lambda f \cdot \frac{v \cdot |v|}{2 \cdot D} = 0 \quad (10.15)$$

Cualquier par de valores λ da origen a dos ecuaciones que son equivalentes a las iniciales. Teniendo en cuenta que p y v son función de s y de t , se tiene que:

$$\frac{dv}{dt} = v_t + v_s \frac{ds}{dt}; \quad \frac{dp}{dt} = p_t + p_s \frac{ds}{dt}$$

Incorporando las ecuaciones anteriores a (10.15) y reagrupando, se verifica que hay dos valores de λ que convierten los dos primeros términos de (10.15) en las derivadas totales de v y p con relación a t . Estos valores son:

$$v + \frac{a^2}{\lambda} = \frac{ds}{dt}; \quad \lambda + v = \frac{ds}{dt} \rightarrow \lambda = \pm a; \quad \frac{ds}{dt} = v \pm \lambda$$

que sustituidos en la ecuación (10.15) dan dos pares de ecuaciones diferenciales ordinarias:

$$\frac{dv}{dt} + \frac{1}{\rho \cdot a} \frac{dp}{dt} + g \operatorname{sen} \alpha + f \frac{v|v|}{2D} = 0; \quad \frac{ds}{dt} = v + a \quad (10.16)$$

$$\frac{dv}{dt} - \frac{1}{\rho \cdot a} \frac{dp}{dt} + g \operatorname{sen} \alpha + f \frac{v|v|}{2D} = 0; \quad \frac{ds}{dt} = v - a \quad (10.17)$$

El hecho de que la relación entre p y t en las ecuaciones (10.16) y (10.17) solo sea válida cuando $ds/dt = v \pm a$, ha originado que las líneas definidas por estas dos ecuaciones sean conocidas como líneas características, llamando característica positiva o C^+ a la que corresponde al signo positivo de a y característica negativa o C^- a la que corresponde al signo contrario. Por otra parte, el campo de validez a lo largo de estas dos características favorece la representación gráfica del fenómeno en el plano s - t de las dos variables independientes, disponiendo el eje de abscisas (eje s) en coincidencia con el eje del tubo y su dirección positiva con el sentido positivo de la velocidad, mientras que el eje de ordenadas es el tiempo (figura 10.8). Según se ha mencionado, la ecuación (10.16) solo es válida a lo largo de la C^+ y la ecuación (10.17) a lo largo de la C^- , por lo que en el punto de intersección P de ambas son válidas las dos ecuaciones.

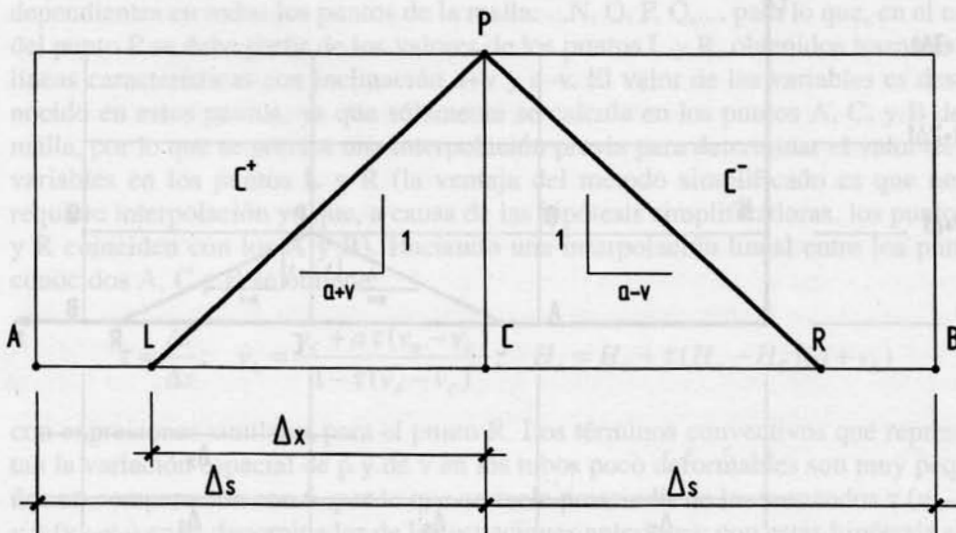


Fig. 10.8

Teniendo en cuenta que $p = p.g.(H-z)$, las ecuaciones (10.16) y (10.17) se pueden expresar en función de la altura piezométrica, transformándose en:

$$C^+ : \frac{dv}{dt} + \frac{g}{a} \left(\frac{dH}{dt} - v \sin \alpha \right) + f \frac{v|v|}{2D} = 0; \quad \frac{ds}{dt} = v + a \quad (10.18)$$

$$C^-: \frac{dv}{dt} - \frac{g}{a} \left(\frac{dH}{dt} - v \sin \alpha \right) + f \frac{v|v|}{2D} = 0; \quad \frac{ds}{dt} = v - a \quad (10.19)$$

6.2 Integración

La determinación de v y de H en un punto P se realiza integrando por diferencias finitas las ecuaciones (10.18) y (10.19) a lo largo de las dos líneas características que pasan por ese punto (figura 10.9); en este caso, el valor de las variables en P se obtiene a partir de sus valores en L y R del intervalo anterior, suponiendo que la p.d.c. en el intervalo puede ser evaluada considerando la velocidad en L y en R en lugar de la velocidad media.

$$C^+ : \frac{v_p - v_L}{\Delta t} + \frac{g}{a} \left(\frac{H_p - H_L}{\Delta t} - v_L \sin \alpha \right) + f \frac{v_L |v_L|}{2D} = 0$$

$$C^-: \frac{v_p - v_R}{\Delta t} - \frac{g}{a} \left(\frac{H_p - H_R}{\Delta t} - v_R \sin \alpha \right) + f \frac{v_R |v_R|}{2D} = 0$$

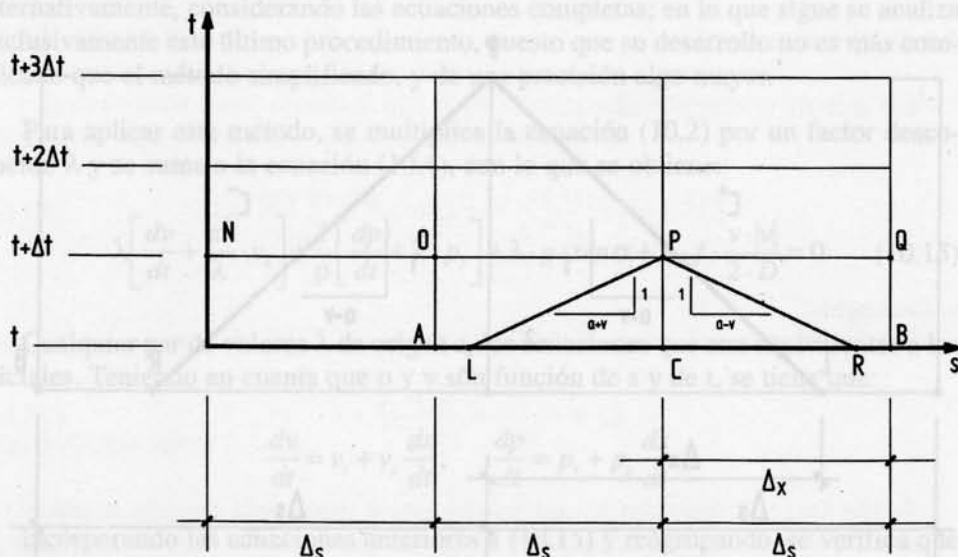


Fig. 10.9

Estas ecuaciones se pueden expresar en forma más sencilla:

$$C^+ : v_p = C_3 - C_4 \cdot H_p \quad (10.20)$$

$$C^- : v_p = C_1 + C_2 \cdot H_p \quad (10.21)$$

donde:

$$C^+ : C_3 = v_L + \frac{g}{a}(H_L + v_L \cdot \Delta t \cdot \sin \alpha) - f \frac{v_L |v_L|}{2D} \Delta t; \quad C_4 = \frac{g}{a} \quad (10.22)$$

$$C^- : C_1 = v_R - \frac{g}{a}(H_R + v_R \cdot \Delta t \cdot \sin \alpha) - f \frac{v_R |v_R|}{2D} \Delta t; \quad C_2 = \frac{g}{a} \quad (10.23)$$

En consecuencia, los valores de v y de H en el punto P correspondientes al tiempo $t + \Delta t$ pueden obtenerse a partir de los valores de estas variables en el instante anterior t , en los puntos L y R . Con el fin de sistematizar el proceso de cálculo se supone que:

- el tubo se divide en N tramos de igual longitud,
- se calculan los valores iniciales de H y de v en cada uno de los $N+1$ puntos de división del tubo,
- los valores de H y de v en cualquier punto se pueden determinar por interpolación lineal entre los valores de los puntos calculados.

Por ello, en el instante $t + \Delta t$ se deberá calcular el valor de las dos variables dependientes en todos los puntos de la malla: $\dots N, O, P, Q, \dots$, para lo que, en el caso del punto P se debe partir de los valores de los puntos L y R , obtenidos trazando las líneas características con inclinación $a+v$ y $a-v$. El valor de las variables es desconocido en estos puntos, ya que sólo se calcula en los puntos A, C , y B de la malla, por lo que se precisa una interpolación previa para determinar el valor de las variables en los puntos L y R (la ventaja del método simplificado es que no se requiere interpolación ya que, a causa de las hipótesis simplificadoras, los puntos L y R coinciden con los A y B). Haciendo una interpolación lineal entre los puntos conocidos A, C y B se obtiene:

$$\tau = \frac{\Delta t}{\Delta s}; \quad v_L = \frac{v_C + a\tau(v_A - v_C)}{1 - \tau(v_A - v_C)}; \quad H_L = H_C + \tau(H_A - H_C)(a + v_L)$$

con expresiones similares para el punto R . Los términos convectivos que representan la variación espacial de p y de v en los tubos poco deformables son muy pequeños en comparación con 1, por lo que se suele prescindir de los sumandos $\tau \cdot (v_A - v_C)$ y $\tau \cdot (v_B - v_C)$ en el denominador de las ecuaciones anteriores; con estas hipótesis simplificadoras, las fórmulas de interpolación se transforman en:

$$v_L = v_C + a \tau (v_A - v_C); \quad H_L = H_C + \tau (H_A - H_C) (a + v_L)$$

$$v_R = v_C + a \tau (v_B - v_C); \quad H_R = H_C + \tau (H_B - H_C) (a - v_R)$$

Por otra parte, la solución de las ecuaciones (20) y (21) da:

$$H_p = \frac{C_3 - C_1}{C_2 + C_4} = \frac{C_3 - C_1}{2 \cdot C_2}; \quad v_p = C_1 + C_2 \cdot H_p = \frac{C_1 + C_3}{2} \quad (10.24)$$

donde los coeficientes C y los valores de v_L , v_R , H_L y H_R son los anteriormente obtenidos interpolando entre los puntos A, B y C. En el análisis de los transitorios suele ser más cómodo utilizar los caudales que las velocidades, por lo que modificando los coeficientes anteriores se obtiene:

$$C^+ : H_p = C_p - B_p \cdot Q; \quad C_p = \frac{C_3}{C_4}; \quad B_p = \frac{4}{\pi D^2 C_4} \quad (10.25)$$

$$C^- : H_p = C_M + B_M \cdot Q; \quad C_M = -\frac{C_1}{C_2}; \quad B_M = \frac{4}{\pi D^2 C_2} \quad (10.26)$$

El número de tramos en que se divide el tubo y el intervalo de cálculo deben satisfacer la relación:

$$\Delta s = L/N; \quad \Delta t = < \Delta s / \max(a + v)$$

con objeto de garantizar que los puntos de interpolación quedan dentro de la malla definida por Δs e Δt , con lo que se asegura la convergencia del proceso de cálculo. El tubo queda dividido en N partes, por lo que hay $N+1$ puntos que calcular en cada intervalo: los $N-1$ puntos interiores con las ecuaciones (10.20) y (10.21) ó (10.25) y (10.26), y dos exteriores, que corresponden a los nudos 1 y $N+1$ de aguas arriba y aguas abajo del tubo, mediante las ecuaciones características C^+ y C^- y las ecuaciones de borde correspondientes a estos nudos.

6.3. Sistemas complejos

El análisis de los transitorios de una conducción requiere, por lo general, la división de la misma en una serie de tramos que permitan simular adecuadamente su geometría y diferentes características físicas, así como incorporar en los vértices condiciones de contorno especiales, como chimeneas de equilibrio, válvulas intermedias, p.d.c. localizadas, etc.

El análisis de cada tubo de este sistema complejo se realiza en la forma descrita para el sistema con un único tubo; la única diferencia es que en el sistema complejo existen condiciones de borde internas que hay que analizar después de haber

calculado las variables en todos los nodos interiores de cada tubo. El análisis de las condiciones de borde internas, es decir en los vértices de cada tramo, se realiza, como se verá más adelante, utilizando las ecuaciones características C^+ y C^- de los tubos anterior y posterior y las ecuaciones adicionales precisas provenientes de las condiciones operacionales propias del nudo. Por otra parte, en los sistemas de tubos es necesario definir el intervalo de cálculo y el número de partes en que se divide cada tubo para satisfacer las condiciones de convergencia y facilitar el control del proceso de integración; en el caso de los sistemas con un único tubo el intervalo de cálculo debía satisfacer la condición:

$$N > L/\Delta t \cdot (v + a); \quad \Delta t \leq L/N \cdot \max(v + a)$$

Este procedimiento no es válido para los sistemas con varios tubos puesto que conduciría a valores diferentes del intervalo de cálculo para cada tubo lo cual, además de complicar el control del proceso, impediría el análisis de las condiciones de contorno de cada vértice. Para resolver esta situación se elige como intervalo de cálculo el menor de los valores que satisfagan las condiciones de convergencia de cada uno de los tubos y se adopta para cada tubo un número de partes que satisfaga la condición anteriormente expuesta. Por lo tanto, se debe calcular el número de partes de cada tubo y el intervalo de cálculo común para todos ellos, con las condiciones:

$$\Delta t_i = L_i / (v_i + a_i); \quad \Delta t < \min(\Delta t_i); \quad N_i > L_i / \Delta t \cdot (v_i + a_i)$$

En este sistema cada tubo i está dividido en N_i partes con $N_i + 1$ puntos de cálculo, que se resuelven como en el caso de un tubo único, con excepción de los puntos 1 y $N_i + 1$ interiores al sistema, los cuales se resuelven utilizando las ecuaciones de borde correspondientes y las características: la positiva del punto N del tubo anterior y la negativa del punto 2 del tubo posterior.

Es de notar que la relación entre la longitud del tubo más largo y el más corto del sistema debe ser inferior a 20 para conseguir una buena aproximación; por ello, a veces resulta necesario sustituir varios tubos consecutivos de características similares por un único tubo que proporcione los mismos resultados; para ello, el nuevo tubo debe conservar la longitud, tiempo de recorrido de la onda, pérdida de carga y flujo de cantidad de movimiento que el conjunto de los tubos sustituidos. Estas condiciones se satisfacen si el nuevo tubo se dimensiona con los siguientes criterios:

$$L = \sum L_i; \quad a = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}}; \quad f = \sum f_i \cdot \frac{L_i}{L} \cdot \frac{D^3}{D_i^3}; \quad D^3 = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{D_i^3}}$$

El sistema nuevo no es absolutamente equivalente al sustituido, aunque si se respetan las condiciones anteriores se obtiene una aproximación totalmente satisfactoria.

6.4. Proceso de cálculo

El proceso de cálculo se inicia asimilando el circuito hidráulico a un sistema de tubos cada uno de los cuales tiene un diámetro, espesor y módulo de elasticidad uniforme; los tubos están limitados por nudos, cada uno de los cuales representa una condición de contorno característica: embalse o depósito de cabeza o de cola, codo, válvula, chimenea de equilibrio, etc.. Seguidamente se calculan las características hidráulicas de cada tubo y nudo (velocidad, p.d.c., coeficiente de Darcy, línea piezométrica, etc.), se definen los intervalos de cálculo y el número de partes en que se divide cada tubo, se determinan las condiciones iniciales en los puntos interiores y en los nudos y se comienza el análisis del transitorio.

6.5. Condiciones de contorno

6.5.1. Introducción

Las condiciones de contorno usuales en un salto hidroeléctrico son: embalses o depósitos, válvulas, turbinas, codos con o sin p.d.c., bifurcaciones o uniones y chimeneas de equilibrio. El análisis detallado de estas condiciones, u otras menos usuales como depósitos presurizados, depósitos de descarga, válvulas reguladoras, bombas, etc., puede consultarse en los textos especializados como Wylie y Streeter (1993) y Watters (1979); en lo que sigue se presentan las ecuaciones correspondientes a alguna de estas condiciones de contorno para mostrar el procedimiento de cálculo.

6.5.2. Embalse o depósito

Si el depósito está en la cabecera del salto solo existe la C^- por lo que las ecuaciones a considerar para el caso de un flujo positivo son (los subíndices 1 y 2 indican las secciones de aguas arriba y de aguas abajo del nudo):

$$C^-: H_2 = C_M + B_M \cdot Q$$

$$\text{Depósito: } H_1 = z - z_0 + \Delta z$$

$$\text{Energía: } H_2 = H_1 - k \cdot s \cdot Q^2 / (2 \cdot g \cdot A^2)$$

$$\text{Var. del nivel del agua: } \Delta z = -s \cdot Q_m \cdot \Delta t / A_D$$

donde z_0 y z son la cota del eje del tubo y el nivel del agua en el depósito, Δz es la variación del nivel del agua durante el intervalo, A y A_D son las áreas del tubo y del depósito o embalse, k es el coeficiente de p.d.c. y s el signo del caudal (1 para $Q > 0$ y -1 para $Q < 0$). Los coeficientes de p.d.c. de los nudos exteriores pueden englobar la altura de velocidad correspondiente; en los nudos interiores no se tiene en cuenta

la variación de la altura de velocidad, ya que carece de importancia frente a la altura piezométrica y, de considerarse, complicaría mucho el proceso de cálculo.

Las cuatro ecuaciones anteriores permiten calcular las cuatro incógnitas: Δz , H_1 , H_2 y Q . Para resolver este sistema se supone que, dado que Δz es pequeño frente a $z - z_0$, se calcula H_1 como diferencia entre el nivel del agua en el depósito y la cota del eje del tubo al final del instante anterior; sustituyendo H_1 y H_2 en la ecuación de la energía se obtiene:

$$Q^2 + B \cdot Q + C = 0; \quad B = \frac{2 \cdot g \cdot B_M \cdot A^2}{k \cdot s}; \quad C = \frac{2 \cdot g \cdot A^2 \cdot (C_M - H_1)}{k \cdot s}$$

Cuya solución es:

$$Q = \frac{B}{2} \left(-1 \pm \sqrt{1 - \frac{4C}{B^2}} \right) \quad (10.27)$$

En este caso queda por definir el signo del radical; teniendo en cuenta que B_M es siempre positivo, B es positivo cuando $Q > 0$, por lo que cuando el caudal fluye del depósito al tubo se debe considerar el signo + delante del radical; contrariamente, cuando $Q < 0$, B es negativo y se debe considerar el signo - delante del radical. Por lo tanto, se calcula Q suponiendo que es positivo y, si resulta negativo se recalcula utilizando la misma ecuación pero considerando $s = -1$ (en este caso el coeficiente k puede tener un valor diferente que para el flujo positivo desde el depósito al tubo).

Si el depósito está en cola el tratamiento es similar:

$$C^+: \quad H_1 = C_p - B_p \cdot Q$$

$$\text{Depósito:} \quad H_2 = z + \Delta z - z_0$$

$$\text{Energía:} \quad H_1 = H_2 - k \cdot s \cdot Q^2 / (2 \cdot g \cdot A^2)$$

$$\text{Var. del nivel del agua:} \quad \Delta z = s \cdot Q_m \cdot \Delta t / A_D$$

que se resuelven en forma similar obteniéndose:

$$Q^2 + B \cdot Q + C = 0; \quad B = -\frac{2 \cdot g \cdot A^2 \cdot B_p}{k \cdot s}; \quad C = \frac{2 \cdot g \cdot A^2 \cdot (C_p - H_2)}{k \cdot s}$$

cuya solución es (27). Como en el caso anterior, hay que elegir el signo del radical, para lo que se procede en forma similar considerando el signo + para $Q > 0$ y - para $Q < 0$.

6.5.3. Válvula en la descarga (aguas abajo)

En este caso no existe característica negativa; las ecuaciones son:

$$C^+: H_1 = C_p - B_p \cdot Q$$

$$\text{Descarga: } H_2 = z_0$$

$$\text{Energía: } H_1 = H_2 - k \cdot s \cdot Q^2 / (2 \cdot g \cdot \tau^2 \cdot A^2)$$

donde z_0 es el mayor de los valores: nivel del agua en la descarga o la cota del eje del tubo, k es el coeficiente de desagüe de la válvula que se puede definir por sus condiciones nominales que suponen que con una apertura total y una diferencia de altura piezométrica H_N desagua un caudal Q_N , y τ es la tasa de apertura. Estas ecuaciones son semejantes a las anteriores y su solución es la misma, con la única diferencia que en este caso interviene la apertura de la válvula cuya ley en función del tiempo es conocida.

6.5.4. Nudos interiores

Se supone que en el nudo se produce una p.d.c. proporcional a la altura de velocidad en el tubo entrante. En estas condiciones se tienen tres ecuaciones (las dos características y la de la energía) con tres incógnitas (H_1 , H_2 y Q). Las ecuaciones son:

$$C^+: H_1 = C_p - B_p \cdot Q$$

$$C^-: H_2 = C_M + B_M \cdot Q$$

$$\text{Energía: } H_1 = H_2 + k \cdot s \cdot Q^2 / (2 \cdot g \cdot A^2)$$

La solución de estas ecuaciones lleva, como en los casos anteriores, a una ecuación de segundo grado del tipo $Q^2 + B \cdot Q + C = 0$ cuyos coeficientes son:

$$B = \frac{(B_p + B_M) \cdot 2 \cdot g \cdot A^2}{k \cdot s}; \quad C = \frac{(C_M - C_p) \cdot 2 \cdot g \cdot A^2}{k \cdot s}$$

La solución de esta ecuación es, como anteriormente, la ecuación (27), en la que se debe seleccionar el primer signo para el flujo positivo y el segundo para el negativo.

6.5.5. Válvulas intermedias

En este caso se tienen también tres ecuaciones (las dos características y la de la energía) y tres incógnitas:

$$C^+: H_1 = C_p - B_p \cdot Q$$

$$C^-: H_2 = C_M + B_M \cdot Q$$

$$\text{Energía: } H_1 = H_2 + k \cdot s \cdot Q^2 / (2 \cdot g \cdot \tau^2 \cdot A^2)$$

Estas ecuaciones tienen la misma forma que las del caso anterior, con la única diferencia de la inclusión del grado de apertura de la válvula τ que condiciona la p.d.c. en el nudo. Por consiguiente, la solución es la misma con idéntica discriminación entre los signos. Se debe señalar que el coeficiente de p.d.c. de las válvulas depende del sentido del flujo por lo que no solamente hay que seleccionar el signo que se debe utilizar, sino también el valor del coeficiente a aplicar; en algunas válvulas el flujo invertido es imposible, lo que modifica las ecuaciones a utilizar cuando $Q < 0$, que serían:

$$C^+: H_1 = C_P - B_P \cdot Q$$

$$C^-: H_2 = C_M + B_M \cdot Q$$

$$\text{Continuidad: } Q = 0$$

cuya solución es inmediata.

6.5.6. Chimenea de equilibrio

En el caso de las chimeneas de equilibrio con p.d.c. en la inserción se tienen cinco ecuaciones (las dos características y las de la energía, continuidad y variación de nivel) y cinco incógnitas: la altura piezométrica en el nudo H (se supone una p.d.c. nula en el nudo por lo que $H_1 = H_2$), el caudal entrante y saliente del nudo Q_1 y Q_2 , el caudal entrante en la chimenea Q_s y el nivel del agua en la chimenea z_1 .

$$C^+: H = C_P - B_P \cdot Q_1$$

$$C^-: H = C_M + B_M \cdot Q_2$$

$$\text{Energía: } H = z_1 + k \cdot s \cdot Q_s^2 / (2 \cdot g \cdot A^2)$$

$$\text{Continuidad: } Q_1 = Q_2 + Q_s$$

$$\text{Nivel: } z_1 = z_0 + s \cdot Q_{sm} \cdot \Delta t / A_{sm}$$

donde H es la presión en la conducción, Q_s es el caudal que entra en la chimenea, s su signo (1 para el caudal entrante en la chimenea y -1 para el saliente), A_s y A_{sm} son el área de la superficie de agua en la chimenea al inicio del intervalo de cálculo y el área media durante éste, z_0 y z_1 son los niveles de agua al inicio y final del intervalo y k es el coeficiente de p.d.c. en la inserción. Este sistema se resuelve suponiendo una variación de nivel durante el intervalo (por ejemplo, igual a la variación del intervalo anterior), calculando A_s , A_{sm} , Q_s , Q_1 y Q_2 e iterando hasta determinar el valor correcto de la variación de nivel durante el intervalo. No obstante, dado que esta variación es muy pequeña, resulta admisible suponer que A_{sm} es igual al área A_s correspondiente al final del intervalo anterior, con lo que se puede resolver el sistema en forma explícita; en este caso, se obtiene una ecuación de segundo grado del tipo $Q_s^2 + BQ_s + C = 0$, cuyos coeficientes son:

$$B = \frac{2 \cdot g \cdot A_s^2}{k \cdot s} \cdot \left[\frac{s \cdot \Delta T}{2 \cdot A_s} + \frac{B_M \cdot B_P}{B_M + B_P} \right]; \quad C = \frac{2 \cdot g \cdot A_s^2}{k \cdot s} \cdot \left[z_0 + \frac{s \cdot \Delta t \cdot Q_{so}}{2 \cdot A_s} + \frac{B_M \cdot C_P + B_P \cdot C_M}{B_M + B_P} \right]$$

cuya solución es la ecuación (27). Como en los casos anteriores hay que tomar el signo + con $Q > 0$ (caudal entrando en la chimenea) y el - con $Q < 0$; en este cálculo hay que tener en cuenta que, por lo general, el coeficiente k es distinto para la entrada que para la salida del caudal en la chimenea y que cuando $Q < 0$, $s = -1$.

7. TRANSITORIOS OCASIONADOS POR LAS TURBINAS

7.1. Introducción

El análisis del transitorio originado por las maniobras de apertura o cierre de una turbina debe basarse, según se explicará en 7.4, en las relaciones entre la apertura del distribuidor y el valor de las variables Q , H , N y T , con objeto de poder establecer las condiciones de borde correspondientes. No obstante, en la mayor parte de los casos no se dispone de estas relaciones ni, con frecuencia, se precisa determinar la evolución de la velocidad de giro N o del par motor T de la turbina, sino solamente la evolución de Q y de H durante el proceso; en estos casos, el análisis del transitorio se puede realizar asimilando la turbina a una válvula, lo que permite evaluar con suficiente precisión la variación de Q y H en la tubería. Por el contrario, cuando se quiere determinar la evolución de la velocidad de giro o del par motor del grupo turbogenerador durante el transitorio, es necesario tener en cuenta la relación entre los valores de las cuatro variables mencionadas, características de cada turbina.

7.2. Efectos de los transitorios sobre la tubería y el grupo

Antes de continuar con el análisis de los transitorios originados por las turbinas conviene hacer una somera exposición del efecto de estos transitorios sobre la tubería en presión y sobre el grupo turbogenerador, y sus interrelaciones.

Al disparar un interruptor a causa de una avería en la red o en la central, ésta se desconecta casi instantáneamente del consumo, con lo que el alternador sigue recibiendo la misma potencia de la turbina sin la reacción eléctrica proporcionada por la red y, como consecuencia, el grupo turbina-alternador se acelera. La ecuación básica de la dinámica da:

$$T_H - T_R - T_G = I \frac{d\omega}{dt}$$

donde T_H es el par que actúa sobre el rotor de la turbina, T_R es el perdido por rozamiento o turbulencia, T_G es recibido por el alternador, I el momento de inercia del grupo y ω la velocidad de giro en radianes/s.

Durante la operación normal $T_H - T_R = T_G$ y $d\omega/dt = 0$, con lo que la velocidad del grupo se mantiene constante e igual a la de sincronismo. Sin embargo, al desconectarse bruscamente el alternador de la red se anula T_G y:

$$\frac{d\omega}{dt} = \frac{T_H - T_R}{I} > 0$$

Mientras que $T_H > T_R$ el grupo aumenta progresivamente su velocidad de giro, lo que reduce el rendimiento de la turbina, hasta que se alcanza un límite, denominada *velocidad de embalamiento*, en el que el rendimiento de la transformación de energía hidráulica en energía mecánica es nulo, es decir $T_R = T_H$ y toda la energía hidráulica se disipa en calor, vibraciones o turbulencias. Esta es una situación límite de diseño, puesto que la velocidad de embalamiento es del orden del doble de la velocidad síncrona lo que, además del progresivo deterioro consecuencia de la disipación de la energía hidráulica excedente, la fuerza centrífuga se multiplica por un factor próximo a 4, con el consiguiente incremento de los esfuerzos mecánicos en la estructura interna de la turbina y del rotor del alternador.

Esta situación la evita el regulador, que actúa sobre el órgano de control de la apertura (el distribuidor), cerrándolo cuando el grupo se acelera por encima de la velocidad nominal y abriéndolo cuando sucede lo contrario. Su misión normal es mantener constante la velocidad de giro del grupo, independientemente de la carga solicitada por la red o impuesta desde el centro de control y, en el caso límite de un disparo, realizar la maniobra hasta completar el cierre total del distribuidor. Al cerrar la admisión se consigue que T_H disminuya rápidamente desde el inicio del proceso, con lo que el grupo alcanza una velocidad de giro máxima muy inferior a la velocidad de embalamiento, para posteriormente decelerarse hasta la parada total; el aumento de la velocidad de giro sobre la nominal se denomina *sobrevelocidad*, y es del orden del 30-50 %, lo que limita la fuerza centrífuga a un valor en torno al doble de la normal de régimen.

La sobrevelocidad depende esencialmente de la velocidad de cierre del distribuidor y es inversamente proporcional a la inercia del grupo, magnitudes ambas que pueden fijarse a voluntad, dentro de ciertos límites. La inercia del grupo depende esencialmente de la inercia del rotor del alternador y puede aumentarse por encima de la natural, es decir, de la estrictamente requerida por razones estructurales, incrementando el diámetro del rotor o instalando un volante de inercia adicional; este aumento tiene un coste ya que encarece la máquina, los cojinetes, la cimentación, los equipos de elevación, etc., a pesar de lo cual hay muchos casos en que resulta de interés para limitar la sobrevelocidad. Ésta también puede reducirse

acortando el tiempo de cierre del distribuidor, pero a costa de un mayor golpe de ariete en la tubería.

La velocidad de embalamiento es una característica de la turbina que depende solo de su tipo y diseño; asimismo, es un valor límite que solo llegará a alcanzarse en caso de disparo de la máquina y fallo simultáneo del mecanismo de regulación. La sobrevelocidad es también una característica de la turbina, pero también depende de otros elementos como la inercia total del grupo y la ley de cierre del distribuidor, que pueden ser distintas para dos turbinas del mismo tipo y potencia.

La exposición anterior se ha basado en el caso límite de un cierre total consecuencia de la desaparición brusca de la carga eléctrica del alternador; no obstante, unos fenómenos y efectos similares ocurren durante la operación normal cuando se produce una variación de caudal en uno o en otro sentido. La magnitud de este efecto, de mucha menor intensidad que el anteriormente analizado, es una muestra de la flexibilidad de la instalación para admitir cambios bruscos del caudal turbinado durante la operación normal, es decir, para permitir una variación rápida de la potencia generada en cada momento.

El golpe de ariete es función de las dimensiones de la tubería y del tiempo de cierre. La longitud de la tubería repercute de forma proporcional directa y la sección de forma proporcional inversa, como se ve de la expresión de la energía cinética:

$$\frac{1}{2} \sum M_i v_i^2 \sim \frac{1}{2 \cdot g} \sum L_i S_i \left[\frac{Q}{S_i} \right]^2 = \frac{Q^2}{2 \cdot g} \sum \frac{L_i}{S_i}$$

Por ello, la magnitud del golpe de ariete y la sobrevelocidad también puede ser reducida acortando la longitud de la tubería de presión (por ejemplo, sustituyendo la central exterior por una central subterránea) o aumentando el diámetro de la tubería con el consiguiente incremento del coste.

7.3. Ley de cierre

El distribuidor de las turbinas Francis (TF) o Kaplan (TK) y las válvulas de aguja de control de las turbinas Pelton (TP) funcionan como válvulas, por lo cual, el transitorio ocasionado en la conducción hidráulica como consecuencia de las maniobras de estos órganos de control puede simularse considerando la turbina como una válvula que abre o cierra siguiendo una ley que reproduzca fielmente la evolución del caudal turbinado. Esta evolución es conocida en el caso de las maniobras rápidas, puesto que la función que relaciona el grado de apertura del distribuidor con el tiempo se impone en función de las características del salto y suele tener una forma sencilla, lineal o poligonal; por ello, este proceso puede simularse con la suficiente precisión asimilando la turbina a una válvula que opera

en condiciones similares y con una ley de cierre idéntica a la del órgano obturador de la turbina.

Lo anterior se refiere exclusivamente a las maniobras rápidas de cierre o apertura consecuencia de la desconexión brusca de los alternadores o de un arranque de todos o parte de los grupos de la central; por el contrario, en los transitorios ocasionados por las maniobras de regulación dirigidas a tomar o dejar carga para controlar la potencia generada o la velocidad de giro, es necesario considerar la ecuación del regulador y las características de las turbinas, ya que aquél es el que controla la evolución del grado de apertura del distribuidor y éstas definen la relación entre el grado de apertura y las variables de interés. No obstante, para el diseño de la conducción solo interesa el primer tipo de maniobras, ya que son las que producen las oscilaciones de presión más grandes y, en consecuencia, más peligrosas.

Según se vió anteriormente, al desconectarse el alternador de la red desaparece bruscamente el par resistente y, mientras siga entrando agua en la turbina, subsiste un par motor que acelera el grupo por encima de la velocidad síncrona; como este incremento de velocidad resulta una condición crítica de diseño del grupo, es de interés cerrar el distribuidor tan rápidamente como sea posible para evitar que la velocidad de giro alcance niveles peligrosos; sin embargo, los cierres excesivamente rápidos provocan sobrepresiones transitorias muy elevadas, lo que repercute desfavorablemente en el coste de la tubería de presión y disminuye la estabilidad del salto. Por ello, en un cierre rápido el servomotor acciona el distribuidor con la máxima velocidad compatible con las características de la tubería hasta alcanzar una determinada posición, a partir de la cual la velocidad de cierre se reduce significativamente para conseguir un efecto amortiguador que evite sobrepresiones excesivamente altas. En consecuencia, la ley de cierre de las TK y TF tiene, por lo general, una forma como la representada en la figura 10.10. con tres segmentos rectilíneos, cuyos tiempos característicos son:

- t_{vq} , que representa el tiempo muerto del servomotor, que suele estar comprendido entre 0,2 y 0,8 s; este es el tiempo que transcurre entre la desconexión del alternador y el instante en el que comienza a cerrarse el distribuidor,
- t_{rf} , que es el tiempo mínimo de cierre desde una posición de apertura total,
- t_{vh} , que es el tiempo durante el cual actúa la velocidad de cierre reducida, o el efecto amortiguador.

La duración total del cierre en los grupos accionados con TK o TF es del orden de 5-15 s dependiendo de las características de las turbinas y de la conducción. La apertura rápida para arrancar las turbinas suele seguir una ley similar, aunque los tiempos pueden ser diferentes; por otra parte, en este caso, el tiempo muerto carece, en lo que se refiere al transitorio, de importancia. El cierre de las TP suele ser mucho más lento que el de las turbinas de reacción, puesto que este tipo de máquinas dis-

pone de un deflector que desvía el chorro de agua y reduce el par motor sin necesidad de cerrar la admisión; por ello, el cierre en estas turbinas suele tener una duración total en torno a los 20-40 s.

7.4. Sobrevelocidad

La ecuación básica que relaciona la velocidad de giro con el par motor o la potencia neta es:

$$T = I \frac{d\omega}{dt}; \quad P - P_g = T\omega = I\omega \frac{d\omega}{dt}$$

donde:

I = m.d.i. polar del grupo, en kg.m^2

T = par neto en N.m

P y P_g = potencia entregada por la turbina y absorbida por el alternador, en W

ω = velocidad de giro, en rad/s

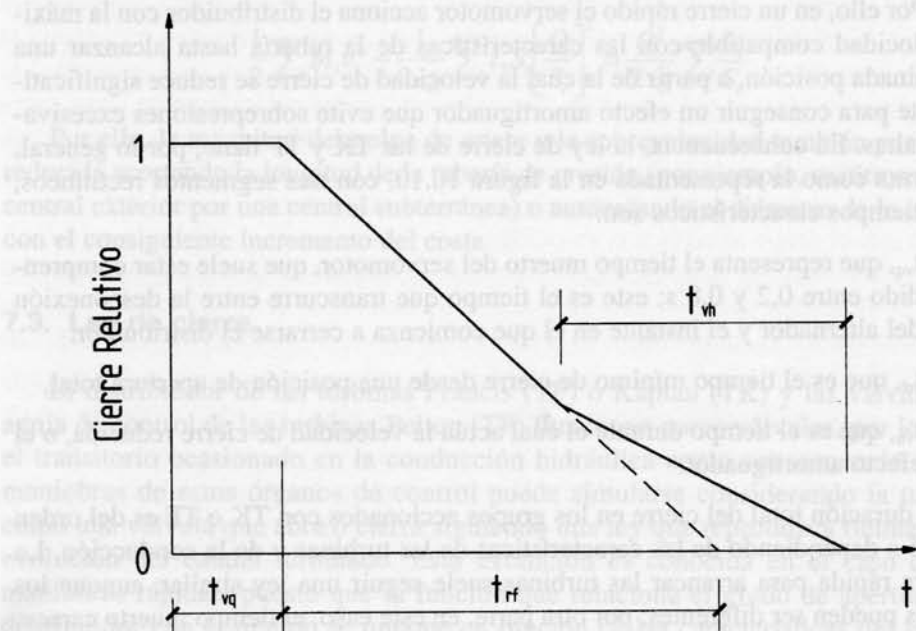


Fig. 10.10

Al desconectar el alternador se anula P_g y el grupo se acelera hasta que se también se anula P , bien porque se haya cerrado completamente la admisión, o bien porque se haya alcanzado una situación en la que el rendimiento de la turbina es nulo; en el primer caso se dice que se ha alcanzado la sobrevelocidad máxima correspondiente al tiempo de cierre considerado y en el segundo la velocidad de embalamiento. Para calcular el incremento de velocidad correspondiente a un cierre total de duración t_c , hay que integrar la ecuación:

$$I \cdot \omega \cdot d\omega = P \cdot dt; \quad (10.28)$$

Esta integración se puede realizar en forma aproximada suponiendo que durante el proceso la potencia entregada por la turbina varía linealmente entre P_0 y 0; con esta hipótesis, la integración de la ecuación anterior da:

$$I \frac{\omega_1^2 - \omega_0^2}{2} = I \frac{\omega_1^2}{2} \left(\frac{\omega_1^2}{\omega_0^2} - 1 \right) = \int_0^{t_c} \frac{t_c - t}{t_c} P_0 dt = \frac{P_0 t_c}{2}$$

por lo que el incremento de velocidad sería:

$$\frac{\omega_1}{\omega_0} = \sqrt{\frac{P_0 t_c}{I \omega_0^2} + 1} = \sqrt{1 + \frac{t_c}{t_m}}; \quad t_m = \frac{I \omega_0^2}{P_0}$$

El parámetro t_m se denomina tiempo de arranque mecánico del grupo o tiempo de lanzamiento, que se puede definir como el tiempo en segundos que se tarda en acelerar el grupo sometido al par nominal, desde 0 hasta la velocidad de régimen. La aproximación anterior es muy deficiente, puesto que no tiene en cuenta el efecto de la variación del rendimiento ni el de la sobrepresión provocada por el cierre. Para hacer un cálculo más preciso es necesario integrar la ecuación (28) tomando en consideración estos factores, es decir, calculando: Q , H , N y T . Teniendo en cuenta que $P=T \cdot \omega$ y llamando $\alpha = \omega/\omega_0$ y $\beta = T/T_0 = P/P_0 \cdot \alpha$, la ecuación (28) se transforma en:

$$\beta = t_m \cdot \frac{d\alpha}{dt} = I \cdot \frac{\omega_0}{T_0} \cdot \frac{d\alpha}{dt} \quad (10.29)$$

Q y H pueden calcularse utilizando las curvas características de la turbina y la ley de cierre del distribuidor; para determinar N y T es preciso conocer el rendimiento de la transformación de energía hidráulica en mecánica fuera del campo de utilización normal, para lo que se necesitan las curvas universales de la turbina que, como se verá en el capítulo 14, suelen representarse en función de las variables reducidas:

$$n_{11} = \frac{ND}{\sqrt{H}}; \quad Q_{11} = \frac{Q}{D^2 \sqrt{H}}; \quad T_{11} = \frac{T}{D^3 H}$$

mediante isóneas que definen rendimiento o el par motor tanto en la zona de operación normal como fuera de ella. Si se dispone de estas curvas se puede hacer la integración de (28) simultáneamente con el cálculo del g.d.a. y determinar la sobrevelocidad buscada.

7.5. Condiciones de borde

La asimilación de la turbina a una válvula para simular el transitorio da valores correctos de Q y H en la tubería de presión siempre que la ley de cierre utilizada represente fielmente la variación de la capacidad de admisión de la turbina. Esta capacidad, por lo general, puede asimilarse a la ley de cierre del distribuidor que, al ser el órgano de control de la admisión, regula el caudal turbinado en la misma forma que lo hace la válvula; no obstante, hay casos en los que el elemento limitador del caudal durante el cierre no es el distribuidor, sino el rodete de la turbina, que al aumentar su velocidad de giro por encima de la nominal, reduce significativamente el caudal admitido, con lo que el control pasa del distribuidor al rodete; esta circunstancia es típica de las turbinas con baja velocidad específica, especialmente si son reversibles. Según se ha mencionado, para analizar esta situación, así como para determinar la sobrevelocidad correspondiente a una determinada maniobra, no basta conocer la ley de cierre del distribuidor, sino que se precisan también las curvas características de la turbina que relacionan la apertura del distribuidor y las variables Q , H , N y T . Estas curvas suelen definir las variables anteriores en forma adimensional, utilizando los valores reducidos obtenidos por división con los nominales:

$$v = Q/Q_N; \quad h = H/H_N; \quad \alpha = N/N_N; \quad \beta = T/T_N$$

El tipo de representación más conveniente para el análisis de los transitorios ocasionados por las turbinas es el de Suter, que consiste en dos curvas continuas para cada apertura del distribuidor que utilizan como variable independiente o abscisa:

$$x = \pi + \arctan\left(\frac{v}{\alpha}\right)$$

y como variable dependiente u ordenada (Luvizotto, 1992, Wylie y Streeter, 1993):

$$WH(x) = \frac{h}{\alpha^2 + v^2}; \quad WB(x) = \frac{\beta}{\alpha^2 + v^2}$$

Cada curva representa los valores correspondientes a una apertura del distribuidor, por lo que, conociendo la apertura real en cada momento y el valor de dos de las variables, se puede obtener por interpolación los valores de las buscadas. Con esta información se pueden plantear las ecuaciones de la condición de contorno que,

junto con las ecuaciones características y la ecuación (29), permiten resolver el problema; en el caso del cierre de las turbinas de una central subterránea consecuencia de la desconexión de la carga eléctrica, estas ecuaciones serían:

$$C^+: H_1 = C_p - B_p \cdot Q$$

$$C^-: H_2 = C_m + B_m \cdot Q$$

$$H: H_2 = H_1 - h \cdot H_N = H_1 - H_N \cdot WH(x) \cdot (\alpha^2 + v^2)$$

$$T: T = \beta \cdot T_N = T_N \cdot WB(x) \cdot (\alpha^2 + v^2)$$

$$\beta: \beta = t_m \cdot d\alpha/dt$$

Estas cinco ecuaciones permiten resolver las cinco incógnitas existentes: H_1 , H_2 , Q , T y N , ya que v , h , α y β son variables adimensionales deducidas de las anteriores. Eliminando H_1 , H_2 y β del sistema anterior se obtienen dos ecuaciones:

$$F_1(\alpha, v) = C_m - C_p + v \cdot Q_N \cdot (B_p + B_m) + H_N \cdot (\alpha^2 + v^2) \cdot WH(x) = 0$$

$$F_2(\alpha, v) = t_m \cdot \frac{d\alpha}{dt} - (\alpha^2 + v^2) \cdot WB(x) = 0$$

Este sistema se resuelve por iteración suponiendo unos valores de $\Delta\alpha$ e Δv ; probablemente, el procedimiento más sencillo consiste en calcular numéricamente las derivadas parciales de F_1 y F_2 con relación a α y a v , y estimar unos nuevos incrementos de las variables, más próximos a los reales, por el método de Newton-Raphson; estos incrementos son:

$$\Delta\alpha = \frac{F_1 \cdot F_{2v} - F_2 \cdot F_{1v}}{F_{1v} \cdot F_{2\alpha} - F_{2v} \cdot F_{1\alpha}}; \quad \Delta v = \frac{-F_2}{F_{2v}} - \Delta\alpha \cdot \frac{F_{2\alpha}}{F_{2v}}$$

donde los subíndices α y v indican derivadas parciales. Los valores de WH y WB en cada caso se calculan interpolando en las curvas características, las cuales se introducen en el cálculo mediante una matriz de puntos en función de la apertura del distribuidor (variación entre 0 y 1) y del valor de $x = \pi + \arctg(v/\alpha)$, (variación entre -9° y 90°). Para obtener unos resultados correctos deben definirse como mínimo los valores de las variables para cada décimo de la apertura y para cada 3° de variación de x , lo que da un total de 350 puntos por cada función; el aspecto de las curvas así definidas para el caso de una TF de altura media es el representado en las figuras 10.11 y 10.12.

El cálculo de la sobrevelocidad en el caso de las TP es más sencillo, puesto que los inyectores son válvulas descargando a la atmósfera, por lo que se puede calcular el caudal evacuado Q y la cota piezométrica H con la condición de borde 6.5.3 y, teniendo en cuenta el efecto del deflector, estimar el caudal que realmente incide en las cazoletas de la turbina; por ello, en este caso solo se precisa conocer el rendi-

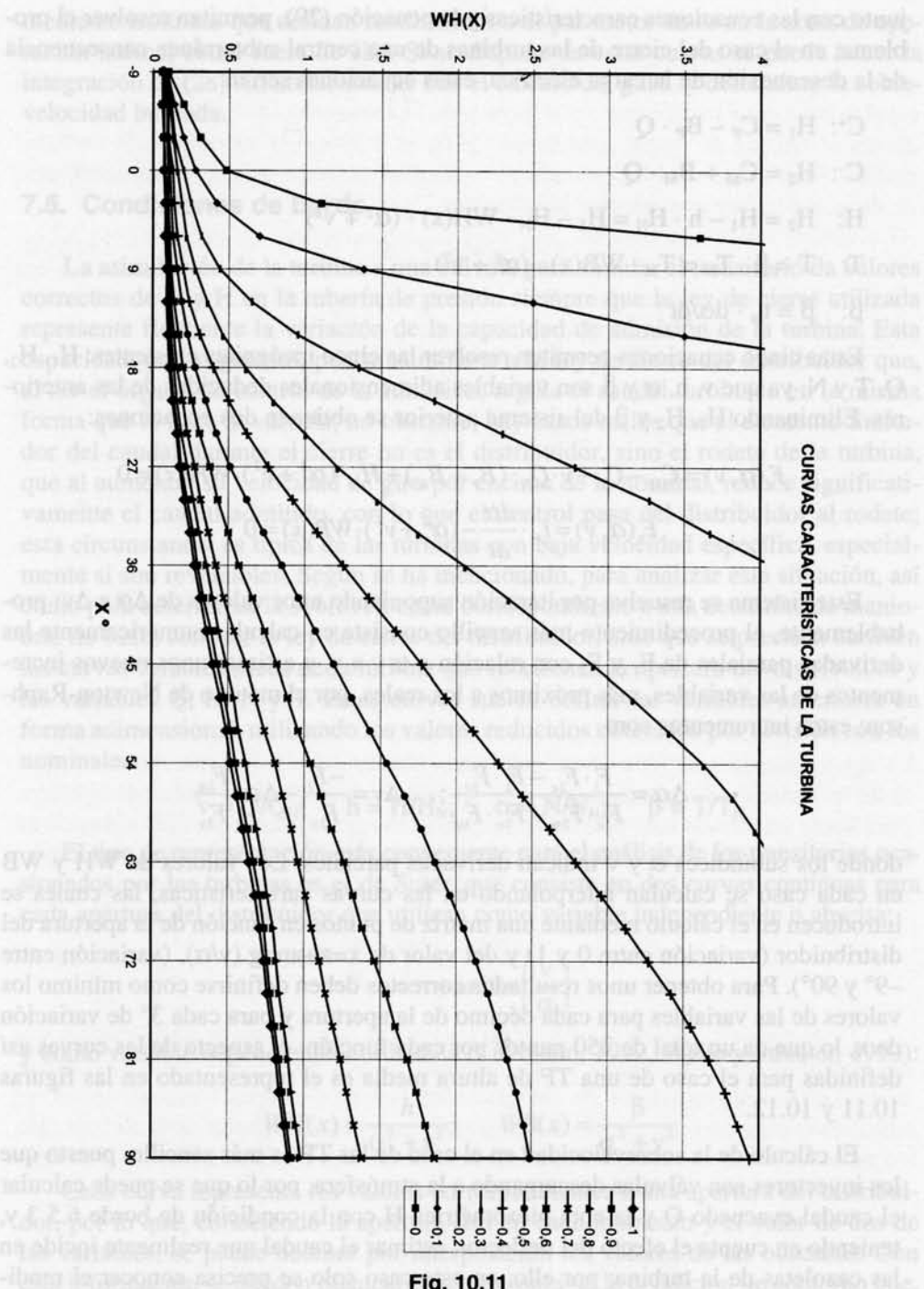


Fig. 10.11

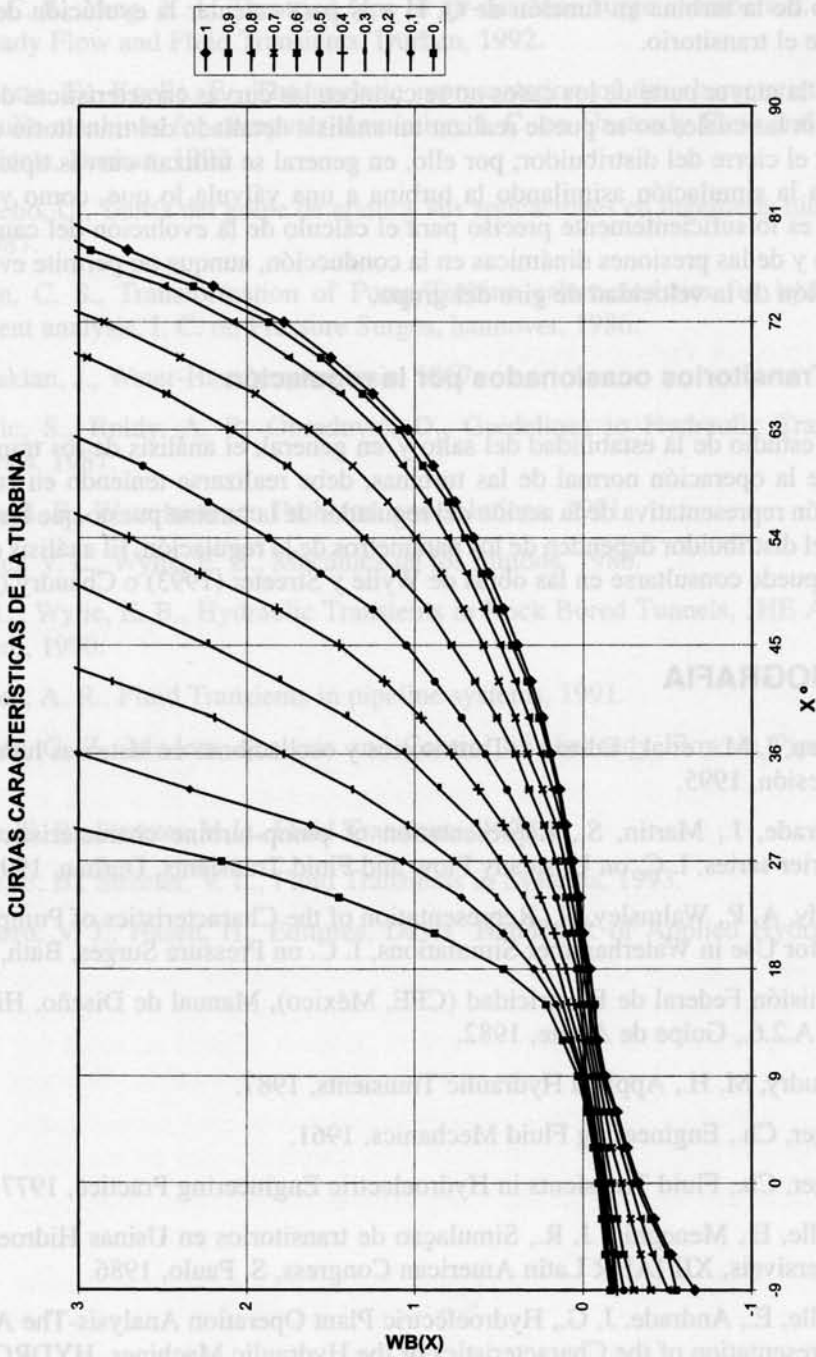


Fig. 10.12

miento de la turbina en función de Q , H y N para calcular la evolución de N y T durante el transitorio.

En la mayor parte de los casos no se conocen las curvas características de la turbina, sin las cuales no se puede realizar un análisis detallado del transitorio originado por el cierre del distribuidor; por ello, en general se utilizan curvas típicas, o se efectúa la simulación asimilando la turbina a una válvula lo que, como ya se ha dicho, es lo suficientemente preciso para el cálculo de la evolución del caudal turbinado y de las presiones dinámicas en la conducción, aunque no permite evaluar la evolución de la velocidad de giro del grupo.

7.6. Transitorios ocasionados por la regulación

El estudio de la estabilidad del salto y, en general, el análisis de los transitorios durante la operación normal de las turbinas, debe realizarse teniendo en cuenta la ecuación representativa de la acción del regulador de la turbina puesto que las maniobras del distribuidor dependen de los parámetros de la regulación. El análisis de estos temas puede consultarse en las obras de Wylie y Streeter (1993) o Chaudry (1987).

BIBLIOGRAFIA

- Abreu, J. M. , et al., Editores, Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión, 1995.
- Andrade, J., Martin, S., Representation of pump-turbine characteristics using Fourier series, I. C. on Unsteady Flow and Fluid Transients, Durhan, 1992.
- Boldy, A. P., Walmsley, N., Representation of the Characteristics of Pump-Turbines for Use in Waterhammer Simulations, I. C. on Pressure Surges, Bath, 1983.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE, México), Manual de Diseño, Hidrotecnia, A.2.6., Golpe de Ariete, 1982.
- Chaudry, M. H., Applied Hydraulic Transients, 1987.
- Jaeger, Ch., Engineering Fluid Mechanics, 1961.
- Jaeger, Ch., Fluid Transients in Hydroelectric Engineering Practice, 1977.
- Koelle, E., Meneghin, J. R., Simulação de transitorios en Usinas Hidroeletricas Reversiveis, XII IAHR Latin American Congress, S. Paulo, 1986.
- Koelle, E., Andrade, J. G., Hydroelectric Plant Operation Analysis-The Analytic Representation of the Characteristics of the Hydraulic Machines, HYDRO-90, S. Paulo, Brasil, 1990.

- Kung C. S., Yang, X. L., Throttled type of air-cushion surge chambers, I. C. on Unsteady Flow and Fluid Transients, Durhan, 1992.
- Luvizotto, E., Koelle, E., The analytic representation of the characteristics of hydraulic machines for computer simulation, I. C. on Unsteady Flow and Fluid Transients, Durhan, 1992.
- Mancebo, U., Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en ingeniería hidráulica, 1987.
- Martin, C. S., Transformation of Pump/Turbine characteristics for hydraulic transient analysis, I. C. on Pressure Surges, hannover, 1986.
- Parmakian, J., Water-Hammer Analysis, 1967.
- Pejovic, S., Boldy, A. P., Obradovic, D., Guidelines to Hydraulic Transient Analysis, 1987.
- Sharp, B. B., Waterhammer. Problems and solutions. 1981.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., Mecánica de los Fluídos, 1986.
- Sue, L., Wylie, E. B., Hydraulic Transients in Rock Bored Tunnels, JHE ASCE, Febrero, 1990.
- Thorley, A. R., Fluid Transients in pipeline systems, 1991.
- Watters, G. Z., Modern Analysis and Control of Unsteady Flow in Pipelines, 1979.
- Wylie, E. B., Streeter, V. L., Fluid Transients, 1978.
- Wylie, E. B., Streeter, V. L., Fluid Transients in Systems, 1993.
- Zipparro, V. J., Hasen, H., Editores, Davis' Handbook of Applied Hydraulics, 1993.

Tuberías en presión

1. INTRODUCCIÓN

Se denomina tubería en presión, o pozo en presión en el caso que sea subterránea, a la parte de la conducción situada entre el pie de la chimenea de equilibrio o, en su defecto, la toma en el embalse o en la cámara de carga, y la central. En consecuencia, se trata de una conducción en presión que carece de superficies libres que amortigüen los fenómenos transitorios, y que está sometida a una presión creciente desde su arranque junto a la chimenea de equilibrio o la toma, hasta su extremo inferior, junto a la válvula de protección de las turbinas. Las tuberías en presión se clasifican por su disposición con relación al terreno, en:

- tuberías aéreas, apoyadas en silletas de acero o de hormigón dispuestas a intervalos regulares, formando una viga continua. Dentro de este tipo se incluyen todas las tuberías exentas, es decir apoyadas a intervalos regulares, aunque estén situadas en el interior de un túnel,
- tuberías enterradas en una zanja cubierta o embebidas en hormigón y, por lo tanto, con un apoyo continuo en el fondo de la zanja o en el hormigón,
- empotradas en un macizo de hormigón, como las situadas en el interior de las presas de fábrica,
- tuberías subterráneas, en las que la conducción es un pozo vertical o inclinado con o sin revestimiento o blindaje.

Los tipos de conducción más frecuentes son el primero y el último, o una combinación entre ambos, con un primer tramo subterráneo junto a la chimenea de equi-

librio, seguido de un tramo aéreo hasta la central, o con un último tramo subterráneo, en prolongación de un tramo intermedio al aire libre. Las tuberías enterradas son poco frecuentes en los saltos hidroeléctricos, probablemente a causa de la naturaleza del terreno o de la elevada pendiente longitudinal de este tipo de conducciones. Las tuberías empotradas en un macizo de hormigón corresponden, lógicamente, a las obras de toma situadas en el paramento de las presas de fábrica; por ello, este tipo de tubería solo es frecuente en las centrales situadas al pie de esas presas, en las que se dispone la toma en el paramento mojado, seguida de un corto tramo de conducción atravesando la misma.

Las tuberías en presión aéreas son, casi sin excepción, de acero soldado; solamente en los saltos pequeños se suele utilizar otro tipo de material, como hormigón armado o pretensado, PRFV u otros; en estos casos, que suelen coincidir con trazados con una pendiente longitudinal reducida y diámetros no muy grandes, es más frecuente utilizar tuberías enterradas que al aire libre. Las galerías o pozos en presión pueden carecer de revestimiento, es decir la sección excavada con el sostenimiento necesario pero sin revestimiento posterior, o llevar un revestimiento que garantice la impermeabilidad o proporcione una rugosidad reducida; este revestimiento puede ser de hormigón en masa, armado o, más frecuentemente, un revestimiento de hormigón en masa con un blindaje de acero.

La dificultad constructiva de una tubería se mide por el coeficiente característico $K_T = H \cdot D$, que es proporcional a la tracción circunferencial por unidad de longitud consecuencia de la presión interna H ; otro coeficiente característico es $K_P = H \cdot D^2$, que es representativo de la capacidad energética de la conducción ya que, suponiendo unas sobrepresiones por golpe de ariete del 15 %, una velocidad de 7 m/s y un rendimiento global de 0,84, se tiene que la potencia que puede generar el caudal transportado por la tubería es: $P = 9,8 \cdot 0,84 \cdot 7 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot H / 4,60 = 40 \cdot K_P$ kW. En la actualidad se alcanzan valores muy elevados de estos índices, especialmente en los pozos o galerías de alta presión blindados, como en el caso de la galería inferior del Salto de Guavio en Colombia, de 3,60 m de diámetro y 1100 m de presión, con unos valores de K_T y K_P de 4.000 t/m y 14.000 t, respectivamente.

En lo que sigue se analizan las tuberías en presión exteriores mientras que los pozos en presión se tratan en el capítulo 12. Un análisis más detallado de estos temas o de otros no incluidos en el presente texto, puede encontrarse en las publicaciones especializadas como: ASCE-EPRI (1989), ASCE (1993), Bellometti (1955) o Bureau of Reclamation (1977).

2. SOLICITACIONES

La solicitud más importante es la presión interior consecuencia de la operación del salto; otras cargas a considerar son: el peso propio y del agua, efectos tér-

micos o sísmicos, el viento, así como las vibraciones o presiones cíclicas consecuencia de la operación de las turbinas. Estas sollicitaciones se combinan en varios estados de carga que forman la base para el dimensionamiento y cálculo de la tubería; el alcance de cada uno de los estados y los coeficientes de seguridad a aplicar varían según la normativa considerada. Los estados de carga considerados usualmente son:

- *I, Permanente*, incluyendo la presión máxima interior total (con la máxima sobrelevación en la chimenea de equilibrio y el g.d.a. más desfavorable ocasionado por la operación normal), el peso propio, peso del agua, esfuerzos térmicos y reacciones transmitidas por los apoyos, soportes o anclajes
- *II, Intermitente*, incluyendo además de las cargas permanentes que sean de aplicación, las sobrecargas que, sin ser excepcionales, no se producen con frecuencia, como: las situaciones de llenado parcial, vacío parcial o total ocasionado por el cierre de la válvula de cabecera en condiciones normales de funcionamiento, sobrecargas de viento o de nieve, cualquier otro tipo de sobrecarga que se pueda producir durante la operación normal, etc..
- *III, Excepcional*, incluyendo además de las cargas permanentes que sean de aplicación, las sobrecargas excepcionales que actúan con muy poca frecuencia como: las pruebas en fábrica o en la obra, sobrecargas de montaje o construcción, operación inadecuada de los mecanismos de seguridad, fallo del regulador provocando un cierre sin el efecto amortiguador del final de carrera, y efectos sísmicos.

A pesar de que las tuberías en presión son estructuras con sollicitaciones perfectamente definidas y cuyo estado tensional puede calcularse con bastante precisión, no existe un criterio homogéneo para establecer la tensión admisible en el acero utilizado. Por lo general, los coeficientes de seguridad exigidos por la normativa europea son coeficientes de minoración aplicados al límite elástico del material, que varían con la norma aplicada y que dependen del grado de control durante los procesos de fabricación de la chapa y del montaje, o del grado de dificultad de la pieza (Eberhardt, 1966).

Los coeficientes de seguridad utilizados normalmente en Europa son los recomendados por el Comité Europeo de la Calderería, CECT, (1979); los coeficientes recomendados por este Comité para los estados de carga anteriormente definidos son:

- *Situación permanente (I)*: 1,7 para las tuberías al aire o enterradas y 1,5 para las hormigonadas.
- *Situación intermitente (II)*: 1,5 para las tuberías al aire o enterradas y 1,3 para las hormigonadas.

- *Situación excepcional (III)*: 1,2 para las pruebas en fábrica, 1,3 para las pruebas en el sitio y 1,2 para las cargas sísmicas.

Estos coeficientes de seguridad corresponden a tubos cilíndricos contruídos con chapas de características garantizadas y con un estricto control de calidad durante la fabricación y montaje; son coeficientes de minoración del límite elástico garantizado, de forma que la tensión equivalente en cada estado de carga no debe superar el valor de R_e/C , donde R_e es el límite elástico garantizado y C el coeficiente de seguridad correspondiente; el valor de C aplicable al dimensionamiento de las bifurcaciones o piezas especiales en el estado de carga permanente es 2,0 para las tuberías al aire y 1,8 para las tuberías hormigonadas o para los blindajes. El coeficiente de seguridad recomendado por el CECT para determinar la presión crítica de pandeo frente al vacío interno o las presiones externas es de 1,6.

Las situaciones de carga consideradas en EUA son algo diferentes y los coeficientes de seguridad más conservadores. Por ejemplo, los estados de carga considerados por el Bureau of Reclamation (H. G. Arthur, 1970) son:

- *Normal*, incluyendo la presión máxima interior (con g.d.a.) y el resto de las cargas permanentes.
- *Intermitente*, incluyendo las cargas permanentes que sean de aplicación y los esfuerzos intermitentes debidos al llenado o vaciado, los esfuerzos de viento o nieve y los efectos sísmicos.
- *Emergencia*, incluyendo las sobrecargas permanentes de aplicación y el efecto del fallo del regulador provocando un cierre sin el efecto amortiguador del final de la carrera; en esta situación se calcula la sobrepresión dinámica suponiendo que el cierre durante un tiempo equivalente a $2.L/a$ en la etapa final de la maniobra, se realiza con la velocidad máxima posible.
- *Excepcional*, incluyendo las sobrecargas permanentes de aplicación y el fallo más desfavorable posible de todos los mecanismos de control.

En los tres primeros estados de carga se consideran dos coeficientes de seguridad, uno de minoración del límite elástico y el segundo de minoración de la resistencia a la rotura; estos coeficientes son: 3 y 1,5 en el primer caso, 2,25 y 1,25 en el segundo y 1,5 y 1,0 en el tercero. El estado excepcional de carga no debe utilizarse como base para el diseño, y se considera aceptable si las tensiones en el acero no superan la carga de rotura.

No obstante, el código más extendido en EUA es el ASME Boiler and Pressure Vessel Code, que regula el diseño de una amplia gama de depósitos en presión, por lo que es poco apropiado para el dimensionamiento de tuberías, ya que para este cometido resulta excesivamente conservador. La Section VIII, division

1, de este código prescribe unos coeficientes de minoración muy fuertes (3 sobre el límite elástico y 4 sobre la carga de rotura) y autoriza la utilización de acero estructural normal con un grado de control bajo. Como alternativa, la división 2 del mismo código autoriza la utilización de un coeficiente de minoración de 3 sobre la tensión de rotura, pero exigiendo un proceso de cálculo más riguroso, un mayor grado de control con ensayos no destructivos, aceros de mayor calidad y tratamiento térmico de las soldaduras para los espesores grandes; asimismo, esta norma prescribe un coeficiente de eficiencia que reduce la resistencia admisible de las uniones soldadas, función del tipo de soldadura, del grado de control y del tipo de tubería de presión.

3. MATERIALES

Según se ha mencionado, el material más frecuentemente utilizado en la construcción de las tuberías en presión exteriores y en el blindaje de los pozos y galerías en presión es el acero al carbono soldado, que satisface el triple condicionamiento de proporcionar impermeabilidad, resistencia y baja rugosidad. Las características más importantes de este material en relación con las tuberías en presión son, además del límite elástico garantizado y de la resistencia a la rotura, el alargamiento mínimo garantizado, la ductilidad, la resistencia a la rotura frágil o resiliencia, la soldabilidad y la dureza. En particular, la resiliencia o resistencia a la rotura frágil con temperaturas bajas es una cualidad de importancia, ya que los estados tensionales de tipo biaxial y las bajas temperaturas durante la operación favorecen este tipo de rotura. Esta cualidad se mide por la energía absorbida durante los ensayos de impacto como el de Charpy, que consiste en romper de un solo golpe mediante la caída de una masa pendular una probeta simplemente apoyada en sus extremos y con una entalladura en su centro; el ensayo se realiza con temperaturas controladas y se determina la energía absorbida en el choque que produce la rotura a la temperatura del ensayo.

Existe una gran variedad de tipos de acero cuyas características mecánicas, composición química o clase de tratamiento térmico o mecánico los hace apropiados para un determinado tipo de utilización; estas características y composición están controladas por las normas bajo las cuales se fabrican y a cuya denominación responden, por lo que no existe una clasificación de aplicación universal, sino una serie de normas de aplicación más o menos extendida entre las que, usualmente, se puede establecer una equivalencia apropiada. Los aceros más utilizados en la construcción de tuberías en presión, clasificados según las normas europeas y americanas son:

- Según la norma UNE 36-080-90, que incorpora la norma europea EN 10025 adoptada por el Comité Europeo de Normalización (CEN):

IDENTIFICACIÓN

UNE 36-080-85	NORMAS ANTERIORES	GRADO Re	Rm
AE 235	Fe 360 - A 360 - A 37	B-C-D 235 (24)	340 (35)
AE 275	Fe 430 - A 430 - A 44	B-C-D 275 (28)	410 (42)
AE 355	Fe 510 - A 510 - A 52	B-C-D 355 (36)	490 (50)

donde R_e es el límite elástico garantizado y R_m es la tensión mínima garantizada de rotura, ambos en N/mm^2 (kp/cm^2). La denominación corresponde a la norma 36-080-85, ya que la 36-080-90 no recoge la nueva denominación a utilizar. El grado B designa el acero estructural normal, con un nivel de energía absorbida en el ensayo de Charpy de 27 J a la temperatura ambiente (20 °C); los grados C y D tienen una mayor resistencia a la rotura frágil, con el mismo nivel de energía en el ensayo de Charpy, pero a 0 y a -20 °C respectivamente, por lo que resultan más apropiados para la fabricación de tuberías en presión. En el acero de mayor límite elástico se define un cuarto grado (DD) que tiene una estructura de grano fino obtenida con la adición de elementos desoxidantes y fijadores de nitrógeno (calmado especial de grano fino) o por laminación controlada (ENSIDESA, 1990); este acero tiene una mayor resistencia a la rotura frágil, con una energía absorbida en el ensayo de Charpy de 40 J a -20 °C.

Además de estos aceros de tipo general se fabrican aceros microaleados de alto límite elástico con una mayor resistencia a la rotura frágil, como los AE 390, AE 420 y AE 460, con límite elástico de 390, 420 y 460 MPa y niveles de energía en el ensayo Charpy de 52-56 J a 20 °C y de 32-48 J a -20 °C. Asimismo, el desarrollo de la técnica de la laminación controlada permite la fabricación de aceros especiales soldables con límites elásticos más elevados, de hasta más de 700 MPa.

Los tipos de acero más utilizados en la construcción de tuberías en presión son los AE 235C a 355C, con tensiones admisibles (con un coeficiente de seguridad de 1,7) de 138-209 N/mm^2 (14,1-21,3 kp/mm^2). En las tuberías grandes con un elevado coeficiente K_T , es preferible utilizar aceros de más calidad, como los AE 390 a 460 o, en las tuberías sujetas a presiones muy elevadas, aceros especiales con un límite elástico más alto.

Los aceros más utilizados en la fabricación de tuberías según la normativa ASTM vigente en EUA son:

- A 516, calidad PV (pressure vessel). Este es el tipo de acero más utilizado en las tuberías con una presión de diseño baja o media; es de grano fino y con una excelente soldabilidad; las chapas con un espesor mayor que 1,5'' (38 mm) están normalizadas, lo que mejora sustancialmente la dureza. Este acero se lamina en cuatro grados, cuyas denominaciones representan la resistencia garantizada a la rotura medida en ksi (1 ksi = 1000 psi = 6,895 N/mm^2 = 0,69

kp/cm²); el límite elástico y la resistencia a la rotura de estos tipos de acero son:

- grado 55: $R_e = 24 \text{ ksi} = 165,5 \text{ N/mm}^2$; $R_m = 379 \text{ N/mm}^2$
- grado 60: $R_e = 32 \text{ ksi} = 220,6 \text{ N/mm}^2$; $R_m = 414 \text{ N/mm}^2$
- grado 65: $R_e = 35 \text{ ksi} = 241,3 \text{ N/mm}^2$; $R_m = 448 \text{ N/mm}^2$
- grado 70: $R_e = 38 \text{ ksi} = 262,0 \text{ N/mm}^2$; $R_m = 483 \text{ N/mm}^2$
- A 537, calidad PV. Estos aceros tienen una resistencia mayor que los A 516 y unas características similares, por lo que se utilizan en las tuberías con una presión de diseño media o alta. Este acero se fabrica en dos clases: la 1 con las chapas normalizadas y la 2 con las chapas templadas y revenidas; el límite elástico y la resistencia de estas dos clases de acero son, respectivamente: 50 y 70 ksi para la clase 1 (344,7 y 482,6 N/mm²) y 60 y 80 ksi para la clase 2 (413,7 y 551,6 N/mm²).
- A 517, calidad PV. Este es un acero de resistencia muy elevada, que solo se utiliza en tuberías con valores muy altos de K_T . Es un acero templado y revenido; es difícil de soldar y, por lo tanto, debe trabajarse con cuidado. El R_e es de 100 ksi y la resistencia mínima a la rotura de 115 ksi (690 y 793 N/mm² respectivamente).

Además de éstos, se pueden utilizar otros tipos de acero como los estructurales A36 o A 283, o el A 285, similar al 283 pero de calidad PV. No obstante, los aceros más apropiados para la fabricación de tuberías de presión son los A 516 y A 537 que ofrecen unas características adecuadas de dureza, resistencia a la rotura frágil y soldabilidad y, para presiones muy elevadas, el A 517 que, aunque difícil de soldar, permite una reducción sustancial del espesor y peso.

Hace años se fabricaron tuberías de presión combinando chapas de acero de resistencia media con cables o bandas tensadas de acero de alto límite elástico, lo que permitía utilizar tubos de menor espesor y fáciles de soldar, y reducir el peso total de material. En la actualidad este tipo de construcción no se utiliza porque resulta antieconómico frente a su alternativa con tubos lisos fabricados con acero de alta resistencia; en consecuencia, las tuberías se fabrican con acero liso, o todo lo más con rigidizadores para soportar la presión externa, de una resistencia adecuada para el valor del índice K_T de la tubería. Usualmente se utilizan espesores menores que 50 mm que, por lo general, son suficientes para cualquier tipo de conducción ya que, con un acero como el AE 460 y un espesor de 50 mm se puede construir una tubería con un índice $K_T = P \times D = 2.300 \text{ t/m}$, que con una velocidad de 7 m/s suministra una potencia de 100.D MW, donde D es el diámetro en m. En el caso de los pozos de presión se consiguen capacidades muy superiores, puesto que, por lo general, se admite una importante colaboración de la roca para resistir la presión interior.

4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

4.1. Rugosidad

La p.d.c. en las tuberías puede calcularse mediante las fórmulas de Darcy y Colebrook-White:

$$i = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}; \quad h_f(m) = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}; \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \lg \left[\frac{k}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{f}} \right]$$

donde:

- i es la p.d.c. lineal (m/m),
- L y D son la longitud y el diámetro en m,
- v es la velocidad en m/s,
- k es la rugosidad absoluta en m,
- R es el número de Reynolds = $v \cdot D / \nu$,
- ν es la viscosidad cinemática = $1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s a 9 °C y $1,0 \cdot 10^{-6}$ a 20 °C,
- $\lg$ indica logaritmo decimal.

El cálculo de la pdc lineal mediante la fórmula de Colebrook requiere un proceso de iteración, por lo que su utilización resulta inconveniente en algunos casos, por ejemplo en una hoja de cálculo. Por ello, en ocasiones se sustituye esta fórmula por otra expresión explícita derivada de ella y que da resultados poco diferentes; la más utilizada entre estas expresiones es la fórmula de Swamee:

$$f = \frac{0,25}{\left(\lg \left(\frac{k}{3,71} + \frac{5,74}{R^{0,9}} \right) \right)^2}$$

que para los valores usuales de R y k da unos resultados que difieren en menos de un 1 % de los obtenidos con la fórmula de Colebrook.

La rugosidad de las tuberías en presión de acero se ha medido en numerosas ocasiones; el Bureau of Reclamation (1965) propone valores que varían entre un mínimo de 0,01 mm para tuberías pintadas nuevas y un máximo de 10 mm para las tuberías en un avanzado estado de deterioro y con incrustaciones muy pronunciadas, mientras que Pont-a-Mousson recomienda utilizar una rugosidad de 0,1 mm para el dimensionamiento de las tuberías de fundición con revestimiento centrifugado, asbesto-cemento y PVC rígido.

W. Müller y H. Stratmann (1964) resumen varias series de medidas en tuberías forzadas de acero realizadas por SULZER, Electricité de France y E. Hoeck, a partir de las cuales propone los siguientes valores característicos de la rugosidad k (mm) en función del estado de la tubería:

– Nueva, con revestimiento bituminoso	0,01–0,02
– Nueva, sin revestimiento bituminoso	0,04–0,10
– Material asfáltico disuelto parcialmente	0,08–0,10
– Con ligeras incrustaciones o limpiada después de largo uso	0,10–0,20
– Con núcleos de corrosión uniformes	0,15–0,40
– Con incrustaciones medias	0,50–1,00
– Con incrustaciones fuertes	1,00–3,00

Para el dimensionamiento de estas tuberías es frecuente utilizar una rugosidad de 0,10–0,20 mm, representativa de unas condiciones medias después de unos años de operación en los que se ha iniciado el proceso de deterioro; este valor es, asimismo, el que se puede conseguir con una limpieza después numerosos años de operación. En la práctica es más cómodo calcular las p.d.c. con la fórmula de Manning, cuya equivalencia con la de Colebrook es:

$$i = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{v^2 \cdot n^2 \cdot 4^{4/3}}{D^{4/3}}; \quad n = \frac{f^{1/2} \cdot D^{1/6}}{11,1558}$$

El coeficiente de Manning equivalente a una rugosidad k determinada depende del diámetro de la tubería; las rugosidades de 0,10–0,20 mm anteriormente recomendadas equivalen a unos coeficiente de Manning de 0,0104–0,0111 cuando el diámetro de la tubería es de 2 m y a 0,0111–0,0117 cuando el diámetro es de 4 m; por ello, se puede tomar un coeficiente de 0,011–0,012 como representativo de condiciones medias, dependiendo del diámetro y del grado de terminación y conservación de la tubería. La p.d.c. lineal expresada con la fórmula de Manning:

$$i = \frac{v^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \right)^2 \cdot n^2 \cdot \left(\frac{4}{D} \right)^{4/3} = \frac{4^{10/3}}{\pi^2} \cdot \frac{Q^2 \cdot n^2}{D^{16/3}} = 10,2936 \cdot \frac{Q^2 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$

resulta proporcional al cuadrado del caudal e inversamente proporcional a la potencia $16/3$ del diámetro.

Otra fórmula ampliamente usada, especialmente en América, es la propuesta en 1905 por A. Hazen y G. S. Williams, y que se apoya en una gran cantidad de información de tipo experimental; la fórmula de Hazen-Williams en unidades métricas, es:

$$v = 0,85 \cdot C \cdot R^{0,63} \cdot i^{0,54}; \quad i = \frac{10,67}{D^{4,87}} \cdot \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852}$$

donde v es la velocidad de régimen en m/s, i el gradiente en m/m, Q el caudal en m³/s, R y D el radio hidráulico y el diámetro en m y C un coeficiente característico de la clase y estado de conservación de la tubería. El valor de C para las tuberías nuevas de diámetro mayor que 1 m oscila entre 130 y 150; el valor mayor sería de aplicación en los tubos de PRFV, mientras que en el caso de las tuberías de acero con un recubrimiento interno bien conservado se suele utilizar un valor de C próximo a 140 (el manual M11 de la AWWA recomienda utilizar $C=140+0,17.D$ para las tuberías de acero nuevas y $C=130+0,16.D$ para las tuberías con varios años en operación y con un cierto grado de deterioro, donde D es el diámetro en pulgadas).

4.2. Caudal equivalente

La pérdida energética anual de un salto consecuencia de la p.d.c. depende de la distribución del caudal turbinado a lo largo del año; por ello, es de interés encontrar un caudal medio ponderado que, turbinado en forma continua, ocasione la misma pérdida energética que el caudal variable realmente turbinado. Suponiendo una distribución anual del caudal en n bloques de T_i horas turbinando Q_i m³/s, se puede obtener el caudal Q_e equivalente igualando las pérdidas energéticas:

$$T = \sum T_i; \quad \Delta H_i = K \cdot Q_i^2; \quad \sum Q_i \cdot T_i \cdot \Delta H_i = Q_e \cdot \Delta H_e \cdot T = K \cdot Q_e^3 \cdot T;$$

$$Q_e = \left[\frac{\sum Q_i^3 \cdot T_i}{T} \right]^{1/3}$$

4.3. Sección óptima

El peso por unidad de longitud de una tubería de acero de D m de diámetro y e mm de espesor se puede estimar mediante la expresión:

$$P(\text{kp/m}) = \gamma \cdot \pi \cdot D \cdot \frac{e}{1000} = 24,63 \cdot D \cdot e \approx 25 \cdot D \cdot e$$

Por otra parte, el espesor de una tubería construida con un determinado tipo de acero es proporcional a la presión interior y al diámetro, por lo que su peso resulta directamente proporcional a la presión y al cuadrado del diámetro, mientras que la p.d.c. es proporcional al cuadrado del caudal e inversamente proporcional a la potencia 16/3 del diámetro; por ello, a igualdad de p.d.c., la conducción con una tubería doble tiene un peso:

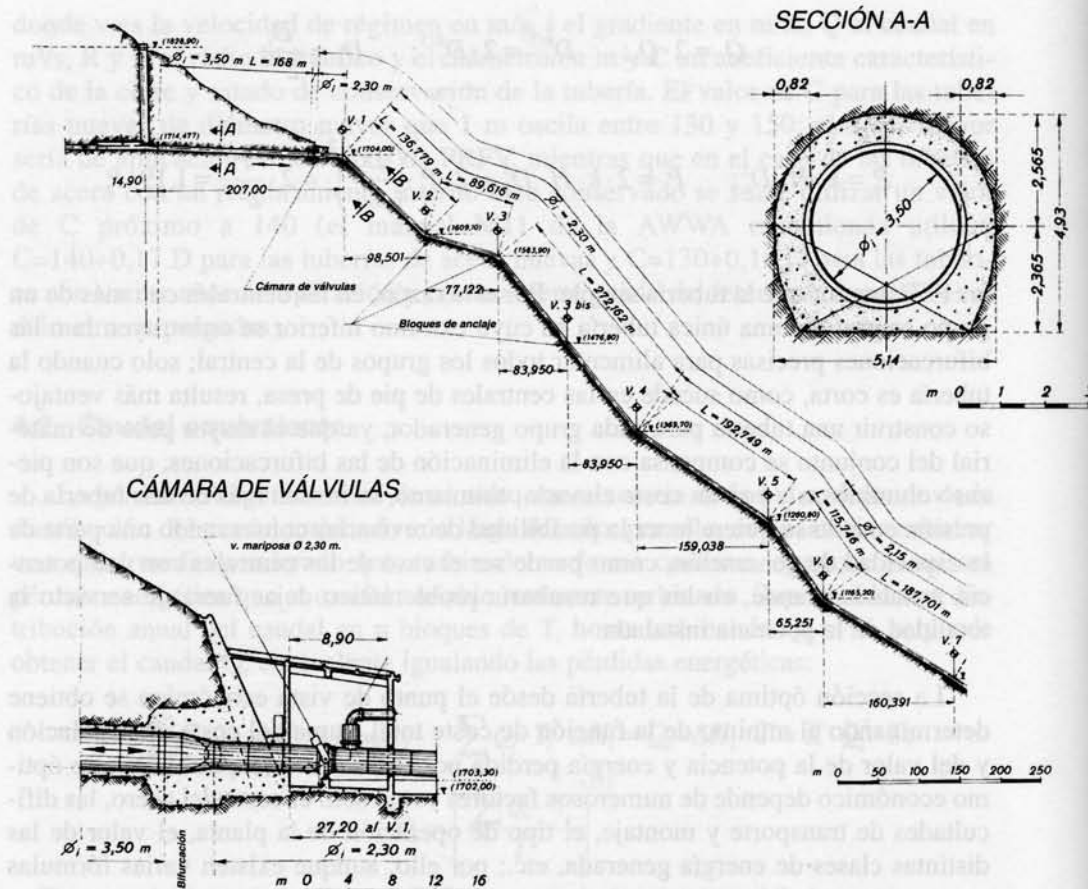
$$Q_1 = 2 \cdot Q_2; \quad D_1^{8/3} = 2 \cdot D_2^{8/3}; \quad D_2 = \frac{D_1}{2^{3/8}}$$

$$P_1 = k \cdot H \cdot D_1^2; \quad P_2 = 2 \cdot k \cdot H \cdot D_2^2 = 2 \cdot P_1 \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^2 = 2 \cdot \frac{P_1}{2^{3/4}} = 1,19 \cdot P_1$$

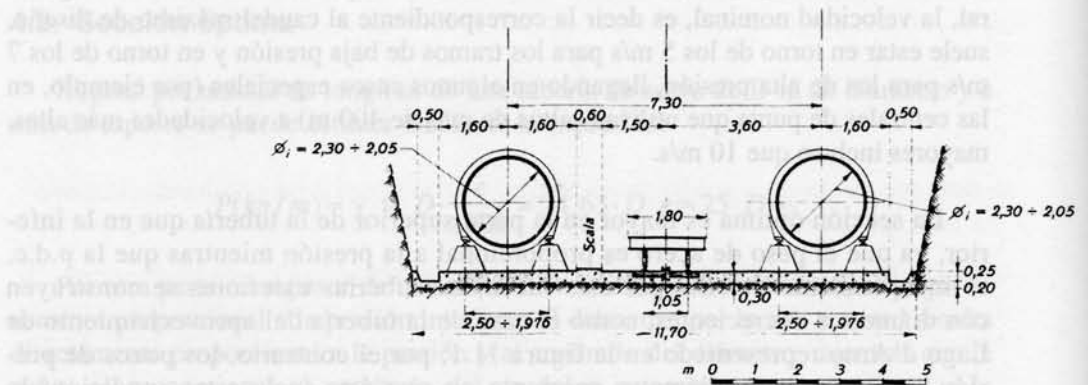
un 19 % mayor que la tubería simple. Por esta razón, en las centrales con más de un grupo se prefiere una única tubería en cuyo extremo inferior se construyen la o las bifurcaciones precisas para alimentar todos los grupos de la central; solo cuando la tubería es corta, como sucede en las centrales de pie de presa, resulta más ventajoso construir una tubería para cada grupo generador, ya que el mayor peso de material del conjunto se compensa con la eliminación de las bifurcaciones, que son piezas voluminosas y con un coste elevado; asimismo, se instala más de una tubería de presión cuando se quiere tener la posibilidad de revisarlas conservando una parte de la capacidad de generación, como puede ser el caso de las centrales con una potencia instalada grande, en las que resultaría problemático dejar fuera de servicio la totalidad de la potencia instalada.

La sección óptima de la tubería desde el punto de vista económico se obtiene determinando el mínimo de la función de coste total, suma del coste de instalación y del valor de la potencia y energía perdida por rozamiento (capítulo 4); este óptimo económico depende de numerosos factores como son: el coste del acero, las dificultades de transporte y montaje, el tipo de operación de la planta, el valor de las distintas clases de energía generada, etc.; por ello, aunque existen varias fórmulas para estimar el diámetro económico, es preferible realizar un análisis específico tomando en consideración las condiciones reales del aprovechamiento. Por lo general, la velocidad nominal, es decir la correspondiente al caudal máximo de diseño, suele estar en torno de los 5 m/s para los tramos de baja presión y en torno de los 7 m/s para los de alta presión, llegando en algunos casos especiales (por ejemplo, en las centrales de punta que utilizan saltos de más de 400 m) a velocidades más altas, mayores incluso que 10 m/s.

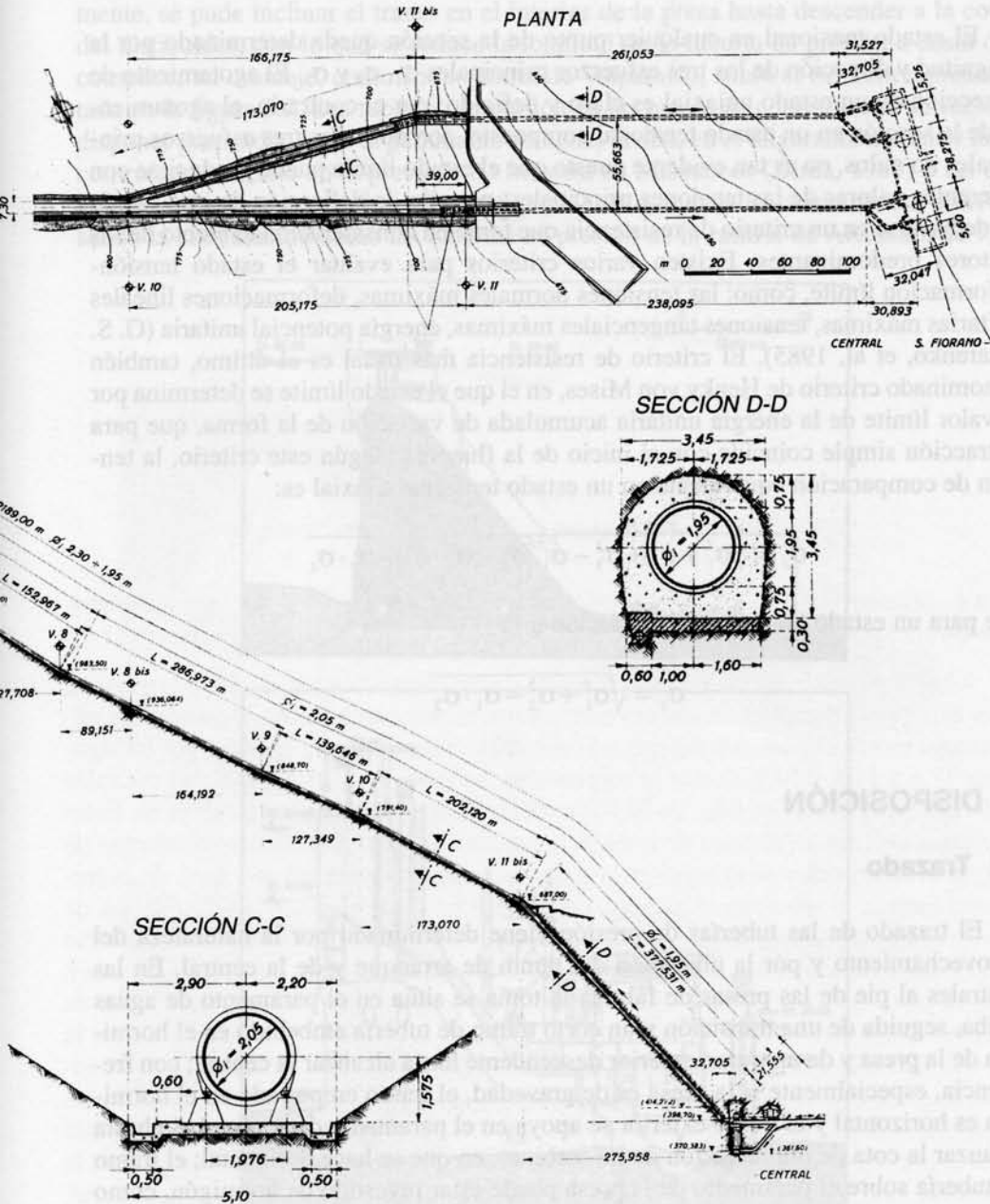
La sección óptima es mayor en la parte superior de la tubería que en la inferior, ya que el peso de acero es proporcional a la presión mientras que la p.d.c. es independiente de ella; por esta razón, las tuberías exteriores se construyen con diámetros decrecientes, como el caso de la tubería del aprovechamiento de Lago d'Arno representado en la figura 11.1; por el contrario, los pozos de presión suelen tener un diámetro constante, ya que éste suele estar condicionado por el procedimiento de excavación, que es el mismo en la parte superior que en la inferior.



SECCIÓN B-B



Tubería en presión del aprovechamiento



4.4. Criterio de agotamiento de la sección

El estado tensional en cualquier punto de la sección queda determinado por la magnitud y dirección de los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 . El agotamiento de la sección en un estado uniaxial es claro y definido; por el contrario, el agotamiento de la sección en un estado tensional compuesto, con dos o los tres esfuerzos principales no nulos, no es tan evidente puesto que el estado límite puede producirse con diferentes valores de las tensiones principales; por ello, la definición de este estado ha de basarse en un criterio de resistencia que tome en consideración el efecto de los factores predominantes. Existen varios criterios para evaluar el estado tensión-deformación límite, como: las tensiones normales máximas, deformaciones lineales unitarias máximas, tensiones tangenciales máximas, energía potencial unitaria (G. S. Pisarenko, et al, 1985). El criterio de resistencia más usual es el último, también denominado criterio de Henky von Mises, en el que el estado límite se determina por el valor límite de la energía unitaria acumulada de variación de la forma, que para la tracción simple coincide con el inicio de la fluencia. Según este criterio, la tensión de comparación equivalente en un estado tensional triaxial es:

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 - \sigma_2 \cdot \sigma_3 - \sigma_3 \cdot \sigma_1}$$

que para un estado biaxial queda reducido a:

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2}$$

5. DISPOSICIÓN

5.1 Trazado

El trazado de las tuberías de presión viene determinado por la naturaleza del aprovechamiento y por la ubicación del punto de arranque y de la central. En las centrales al pie de las presas de fábrica la toma se sitúa en el paramento de aguas arriba, seguida de una transición y un corto tramo de tubería embebido en el hormigón de la presa y de un tramo exterior descendente hasta alcanzar la central; con frecuencia, especialmente si la presa es de gravedad, el tramo empotrado en el hormigón es horizontal y el tramo exterior se apoya en el paramento de aguas abajo hasta alcanzar la cota de implantación de las turbinas, en que se hace horizontal; el tramo de tubería sobre el paramento de la presa puede estar revestido de hormigón, como en el caso de la central de Bayano sobre el río del mismo nombre en Panamá (figura 11.2) y de Piedra del Águila en Argentina con tuberías de 9 m de diámetro (figura 19.18) o, más frecuentemente, al aire como las tuberías de 7,9 m de diámetro de

la central de Revelstoke en el río Columbia en Canadá, (figura 11.3); alternatively, se puede inclinar el tramo en el interior de la presa hasta descender a la cota del distribuidor, con lo que se reduce la longitud de la tubería de presión a costa de complicar su montaje, como en la central de Valparaíso, sobre el río Tera representada en la figura 5.2. Las tuberías de presión en las presas de contrafuertes se suelen disponer perpendiculares al paramento de aguas arriba, en el aligeramiento entre dos contrafuertes, como en la presa de Al Massira en Marruecos (Dinia, 1981) o las de la central de Shongo en el río Zaïre (figura 11.4) o, menos frecuentemente, atravesando la cimentación como las tuberías en presión de la central de Alcántara de 7,3

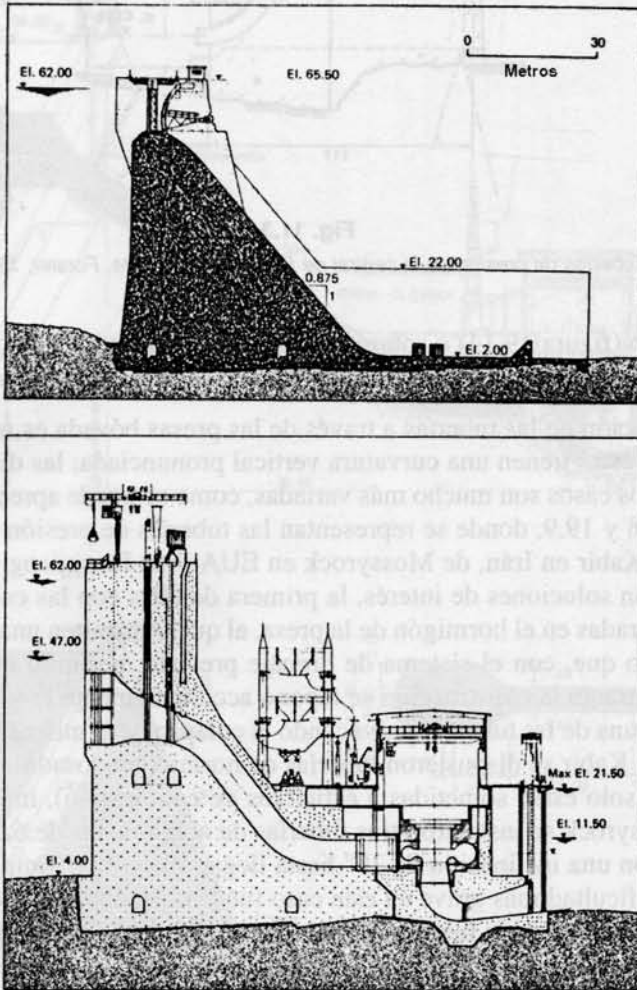


Fig. 11.2

Tuberías en presión del aprovechamiento de Bayano en Panamá, Fuente: Walsh, 1975

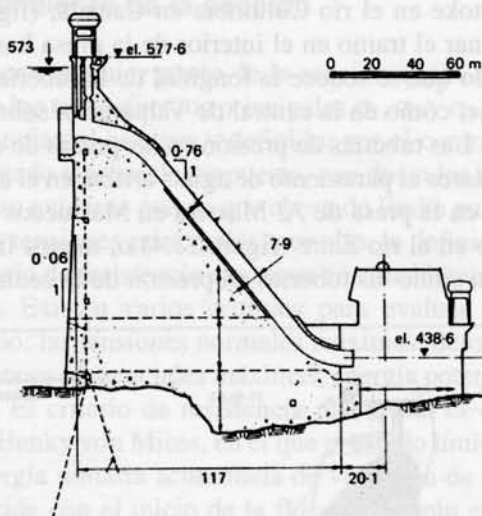


Fig. 11.3

Tuberías de presión de la central de Revelstoke. Fuente: Forster, 1986.

m de diámetro (figura 19.14) o sobre el paramento de aguas abajo, como las tuberías de 10,5 m de diámetro de la central de Itaipú entre Brasil y Paraguay (figura 11.5).

La disposición de las tuberías a través de las presas bóveda es más complicada, en especial si éstas tienen una curvatura vertical pronunciada; las disposiciones utilizadas en estos casos son mucho más variadas, como se puede apreciar por las figuras 11.6 a 11.8 y 19.9, donde se representan las tuberías de presión de las centrales de Karadji y Kabir en Irán, de Mossyrock en EUA y de Dongjiang en China. Estas plantas utilizan soluciones de interés, la primera de ellas con las cuatro tuberías de 2,60 m empotradas en el hormigón de la presa, al que transmiten una parte de la presión interna lo que, con el sistema de drenaje previsto, permitió utilizar chapa de solo 8 mm (durante la construcción se taponó accidentalmente la salida del sistema de drenaje de una de las tuberías provocando el colapso de la misma cerca del codo); en la presa de Kabir se dispusieron tuberías de hormigón adosadas al paramento de aguas arriba (solo están sometidas a esfuerzos de compresión), mientras que en la presa de Mossyrock se instalaron tres tuberías de acero rectas de 6,20 m atravesando la presa con una inclinación de 30° hasta llegar a la cota de implantación de las turbinas; la dificultad más grave en este caso fué la de acomodar la deflexión radial de la presa a la altura de la tubería (más de 5 cm), lo que se resolvió disponiendo la tubería con juntas en cada extremo y apoyos basculantes en la presa y la central, (Eberhardt, 1975). Contrariamente, las cuatro tuberías de 5,20 m de la central de Dongjiang se dispusieron revestidas de hormigón en el paramento de aguas abajo de la presa de 157 m de altura (Jingyi, 1988); esta misma solución, aunque con tuberías

as exentas, se ha utilizado en otras muchas centrales, como las de Smith Mountain y Bhumbol en EUA.

Las tuberías en presión de las centrales alejadas de la presa se suelen disponer según alineaciones rectas siguiendo una línea de máxima pendiente. Por lo general, la tubería se compone de varios tramos rectos de 100-300 m de longitud con pendiente uniforme, como la representada en 11.1. Para instalar la tubería se regulariza el terreno excavando una plataforma, cuyo fondo se suele revestir con una solera de hormigón para facilitar el drenaje y el acceso.

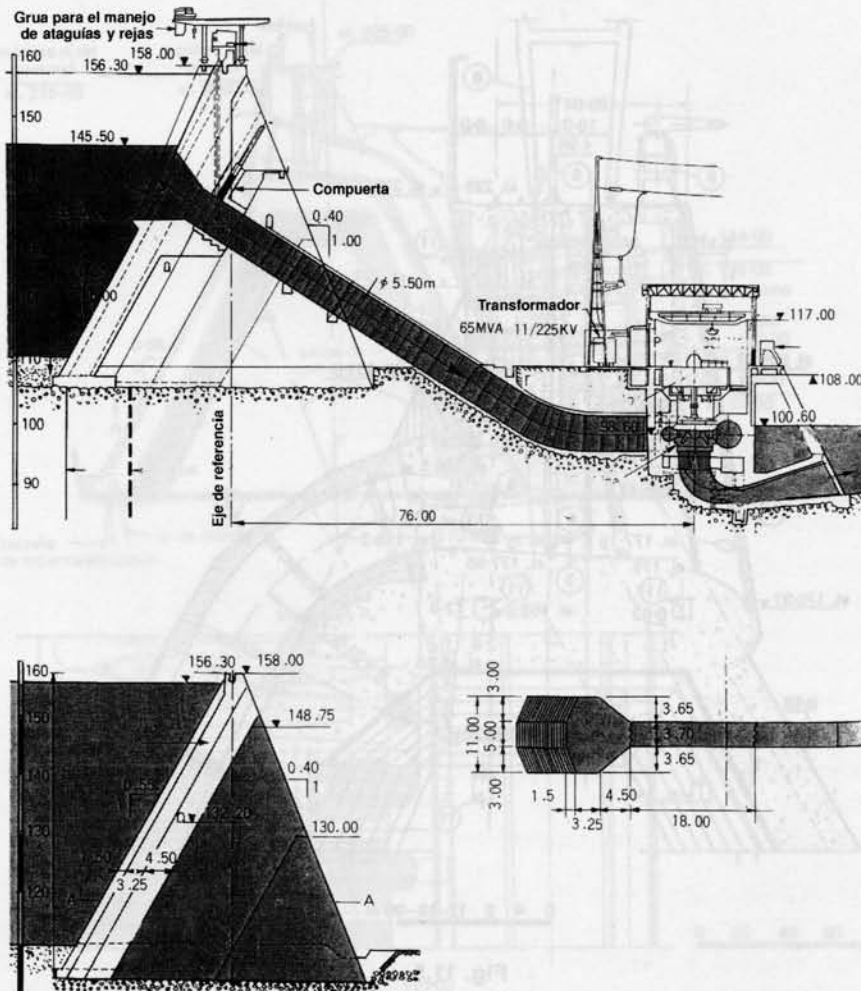


Fig. 11.4

Tubería en presión de la central de Shongo (Inga I) en el río Zaire. $P = 6 \times 65 \text{ mVA}$, $H = 50 \text{ m}$, $N = 136 \text{ rpm}$, $Q = 6 \times 140 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Makunsi, 1973

5.2. Apoyos

Los tramos de tubería rectos se disponen entre bloques de anclaje, los cuales reciben los empujes (peso propio, presión del agua, esfuerzos térmicos, etc.), y transmiten su resultante al terreno. Cada tramo de tubería entre dos bloques de anclaje funciona como una viga continua sobre apoyos deslizantes intermedios; con tubos pequeños y con vanos cortos, por ejemplo menores de 2 y 12 m respectivamente, los apoyos pueden ser simples silletas de hormigón o de acero, como el

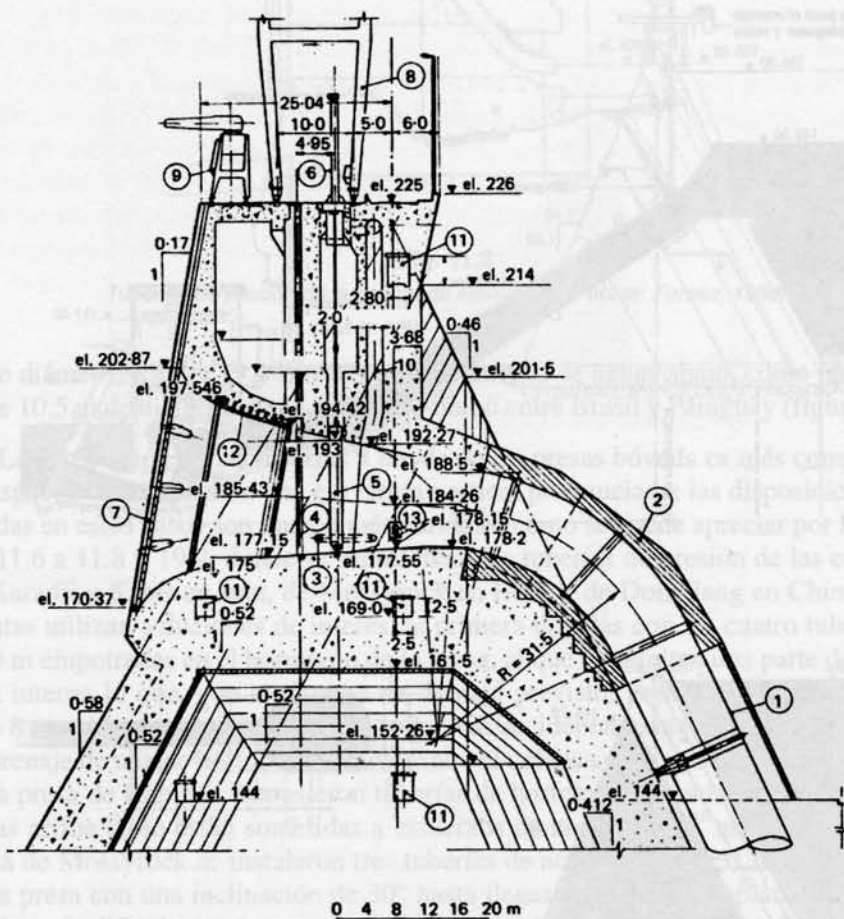


Fig. 11.5

Tubería en presión de la central de Itaipú. 1 tubería en presión de 10,5 m de diámetro, 2 revestimiento de hormigón, 3 bypass, 4 ataguía, 5 compuerta vagón, 6 servomotor, 7 reja, 8 pórtico grúa de 110 t, 9 limpiarrejas, 10 conducto de ventilación, 11 galería, 12 vigas prefabricadas, 13 acceso a la tubería.

Fuente: WP&DC, 1982.

representado en la figura 11.9. En los tubos de mayor tamaño o con vanos más largos es necesario reforzar la virola de apoyo para evitar deformaciones excesivas en la chapa; para ello, se construye una viga anular rodeando el tubo en la sección de apoyo que, mediante unos cortos pilares de acero, transmite la carga de cada vano a la cimentación (figura 11.10). Las vigas anulares evitan la deformación de la chapa en el apoyo pero, al ser mucho más rígidas que ésta, reducen sustancialmente la deformación radial, lo que introduce en la chapa unos esfuerzos de flexión longitu-

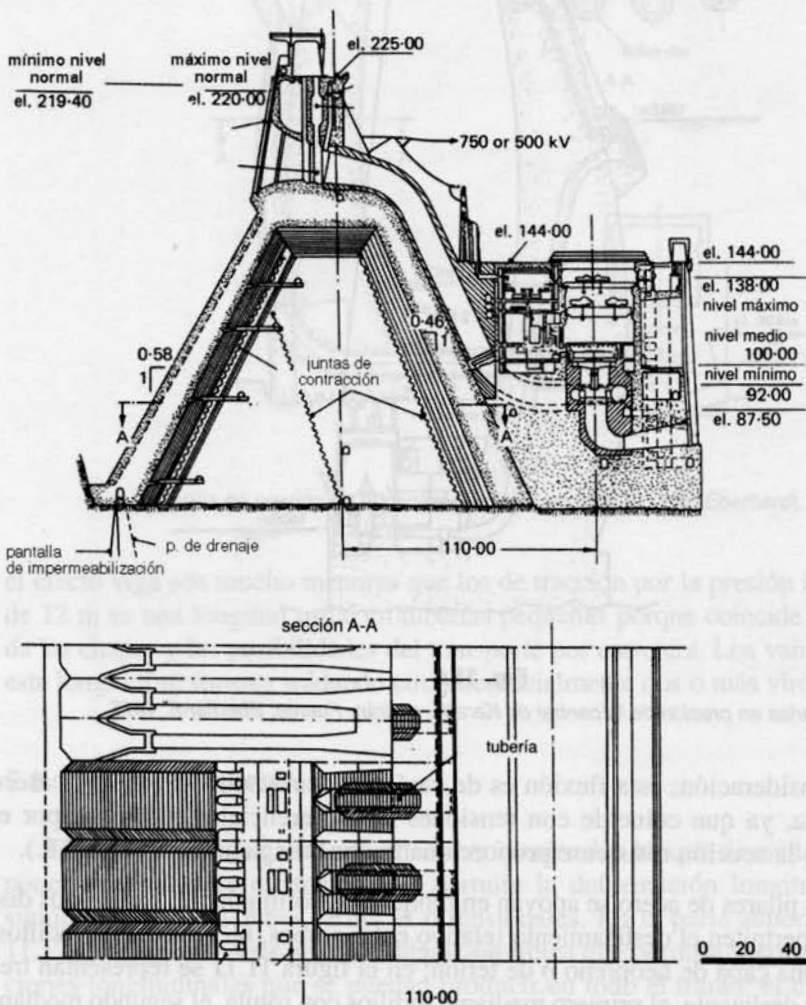


Fig. 11.5

Tubería en presión de la central de Itaipú. Fuente: WP&DC, 1982.

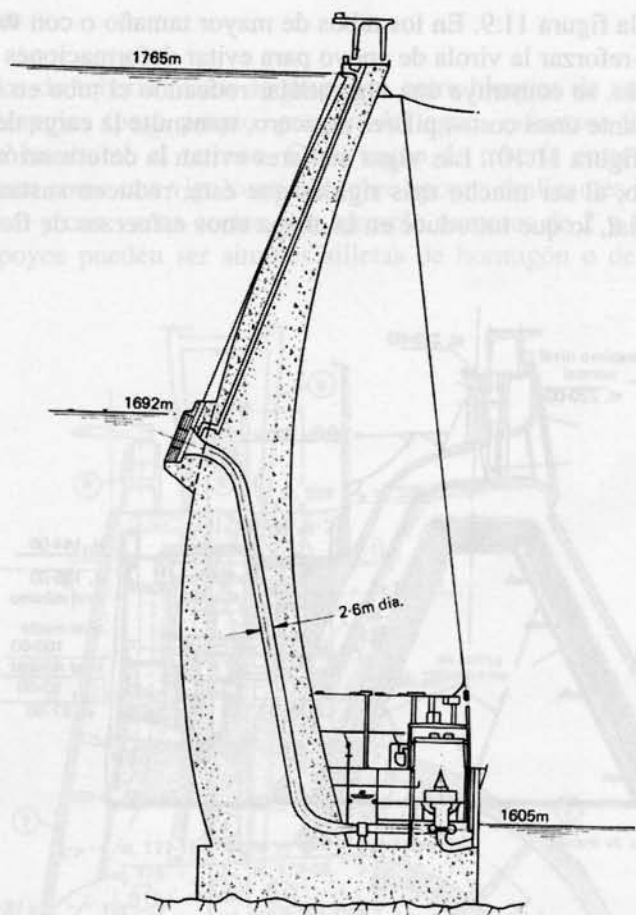


Fig. 11.6

Tuberías en presión de la central de Karadji, en Irán. Fuente: Eberhardt, 1975

dinales de consideración; esta flexión es de carácter local y, por lo general, carece de importancia, ya que coincide con tensiones circunferenciales reducidas por el incremento de la sección resistente proporcionado por la viga anular (ver 6.3.4.).

Los cortos pilares de acero se apoyan en bloques de hormigón mediante unos dispositivos que permiten el deslizamiento relativo entre ambos, bien mediante rodillos, balancines o una capa de neopreno o de teflon; en la figura 11.11 se representan tres tipos de apoyo deslizante, el primero mediante rodillos con rótula, el segundo mediante aros y el tercero, utilizable solo con tubos gruesos, con forma de silla (H. Straub, 1965). La longitud del vano entre apoyos suele oscilar entre 12 y 24 m y, por lo general, no implica un aumento del espesor de la chapa, ya que los esfuerzos de flexión por

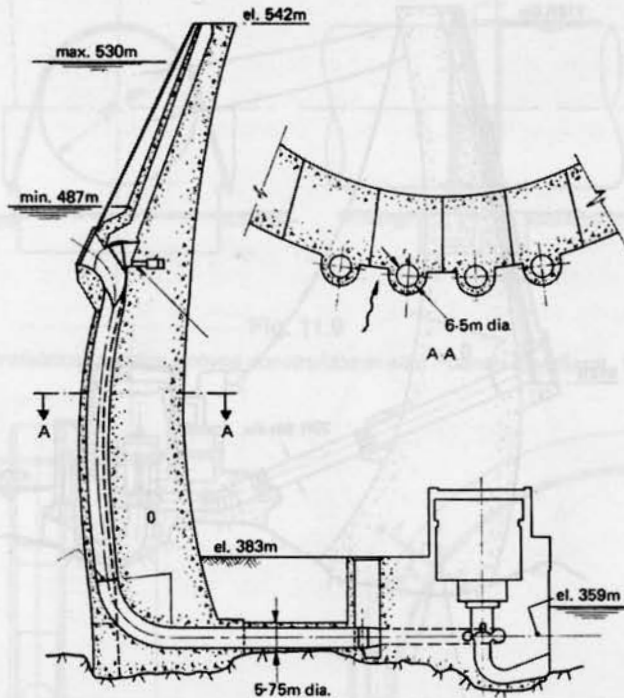


Fig. 11.7

Tuberías en presión de la central de Kabir, en Irán. Fuente: Eberhardt, 1975

el efecto viga son mucho menores que los de tracción por la presión interior; el vano de 12 m es una longitud usual en tuberías pequeñas porque coincide con la longitud de las chapas y las posibilidades del transporte por carretera. Los vanos mayores que esta longitud se forman soldando circunferencialmente dos o más virolas.

5.3. Tipos de tubería

En el arranque de cada tramo de tubería entre dos bloques de anclaje se suele disponer una junta de dilatación que permite la deformación longitudinal del tubo siguiendo las variaciones térmicas o tensionales. En la parte superior de la figura 11.12 se representa una junta de dilatación típica que permite absorber las deformaciones longitudinales que se puedan producir en todo el tramo; el cierre hidráulico de esta junta se consigue con un manguito revestido de acero inoxidable sobre el que desliza una empaquetadura aprisionada por un manguito exterior. La junta de expansión puede construirse con una empaquetadura doble, como la representada en la parte inferior de la misma figura, que permite movimientos longitudinales y trans-

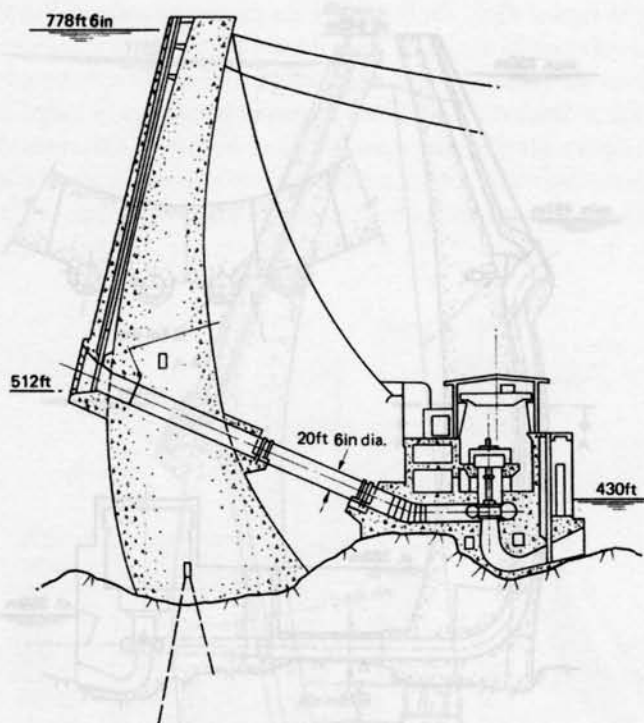


Fig. 11.8

Tuberías en presión de la central de Mossyrock, en EUA. Fuente: Eberhardt, 1975.

versales, y que resulta adecuada para acomodar las pequeñas deformaciones que se pueden producir en las juntas entre macizos de obra independientes, como por ejemplo entre la presa y la central.

Las juntas de expansión se instalan en lugares accesibles, pues precisan vigilancia y deben mantenerse adecuadamente, reemplazando las empaquetaduras cuando pierden flexibilidad; por otra parte, la junta debe construirse con un estricto control dimensional para conseguir superficies perfectamente circulares que no ocasionen dificultades durante el montaje ni den origen a filtraciones. Asimismo, la junta ha de proporcionar la suficiente holgura para facilitar el montaje y para absorber las deformaciones de la tubería que, especialmente cuando está vacía, puede estar sujeta a deformaciones de origen térmico de importancia: por ejemplo, un salto térmico de 30 °C provoca en una tubería de 200 m una deformación de:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 30 = 0,36 \cdot 10^{-3}; \quad \Delta L = \varepsilon \cdot 200 = 0,072m$$

Alternativamente, el tramo entre cada dos bloques de anclaje puede construirse sin juntas de dilatación, con lo que el tubo no se puede deformar longitudinalmen-

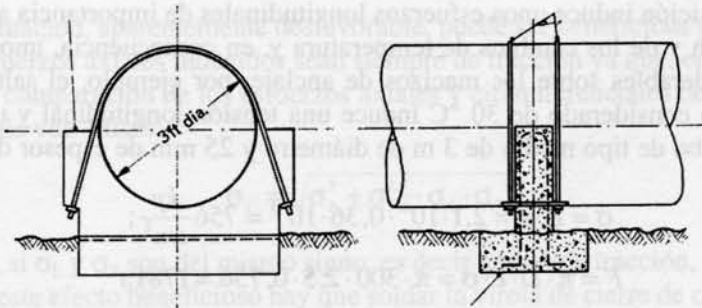


Fig. 11.9

Silleta prefabricada sobre apoyos contruidos in situ. Fuente: Eberhardt, 1977.

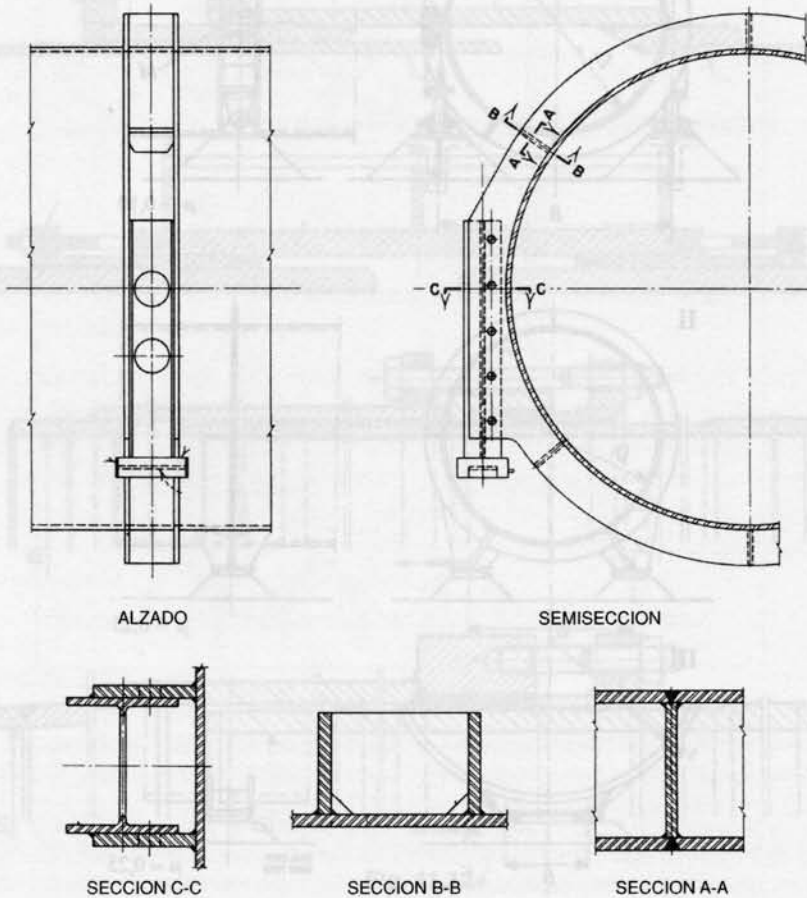


Fig. 11.10

Viga anular en los apoyos de la tubería de presión. Fuente: Bureau of Reclamation, 1986

te; esta disposición induce unos esfuerzos longitudinales de importancia a causa del efecto Poisson y de los cambios de temperatura y, en consecuencia, unos empujes axiales considerables sobre los macizos de anclaje; por ejemplo, el salto térmico anteriormente considerado de 30 °C induce una tensión longitudinal y un empuje axial en un tubo de tipo medio de 3 m de diámetro y 25 mm de espesor de:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,36 \cdot 10^{-3} = 756 \frac{kp}{cm^2};$$

$$F = \pi \cdot D \cdot e \cdot \sigma = \pi \cdot 300 \cdot 2,5 \cdot 0,756 = 1781 t$$

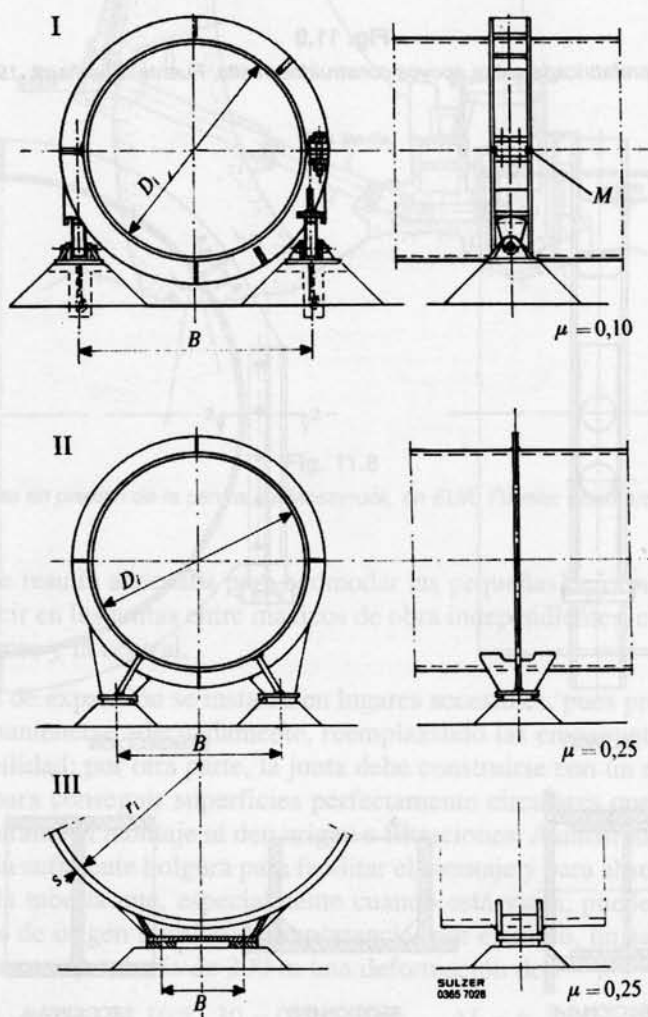


Fig. 11.11

Apoyos deslizantes. I de rodillos a rótula, II deslizante, III de silleta. Fuente: Straub, SULZER, Hydro 1965

Esta situación, aparentemente desfavorable, puede ser beneficiosa si se consigue que los esfuerzos axiales inducidos sean siempre de tracción ya que, en este caso, la tensión de comparación de los esfuerzos axiales y circunferenciales de acuerdo con el criterio de von Mises:

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_r^2 - \sigma_L \cdot \sigma_r}$$

por lo que, si σ_L y σ_r son del mismo signo, es decir ambas de tracción, $\sigma_c < \sigma_r$. Para conseguir este efecto beneficioso hay que soldar la virola de cierre de cada vano con una temperatura mayor que la más alta que previsiblemente se pueda producir durante la operación de la planta. En cualquier caso, la soldadura de esta pieza debe

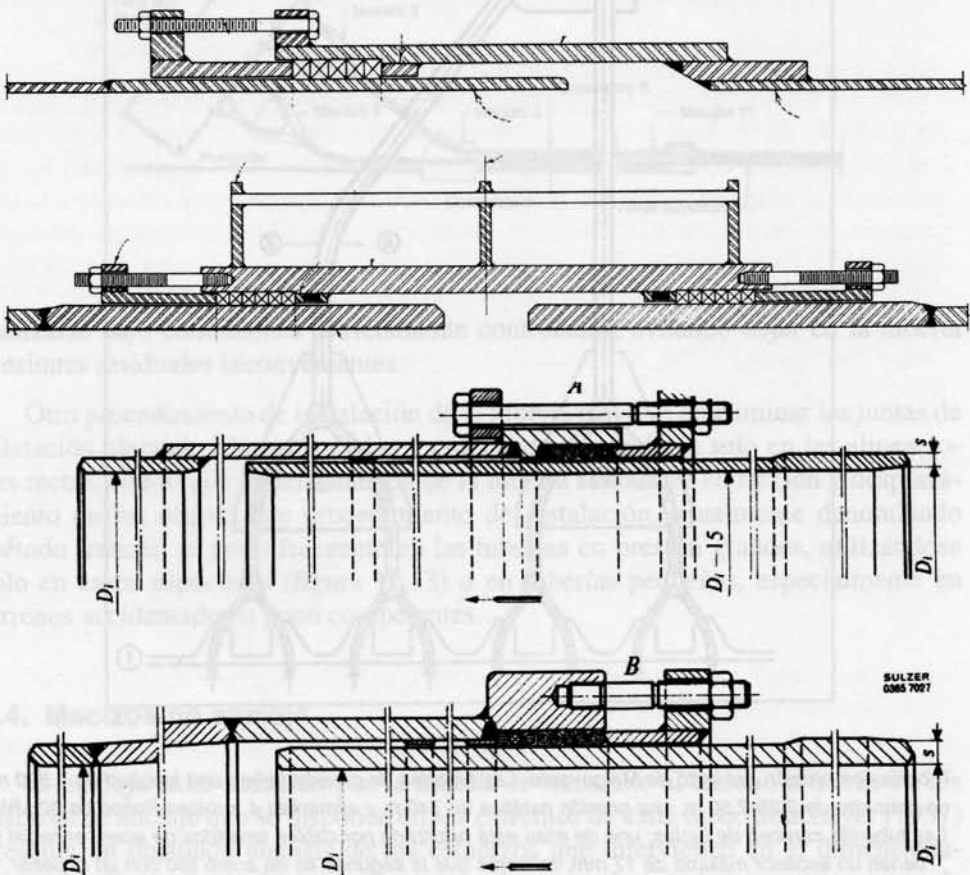


Fig. 11.12

Juntas deslizantes según diseños típicos del Bureau of Reclamation con una y dos empaquetaduras (parte superior) y de SULZER Hydro para una presión interna menor (A) o mayor (B) que 45 kp/cm² (parte inferior). Fuente: Bureau of Reclamation, 1986 y Straub, SULZER, Hydro 1965.

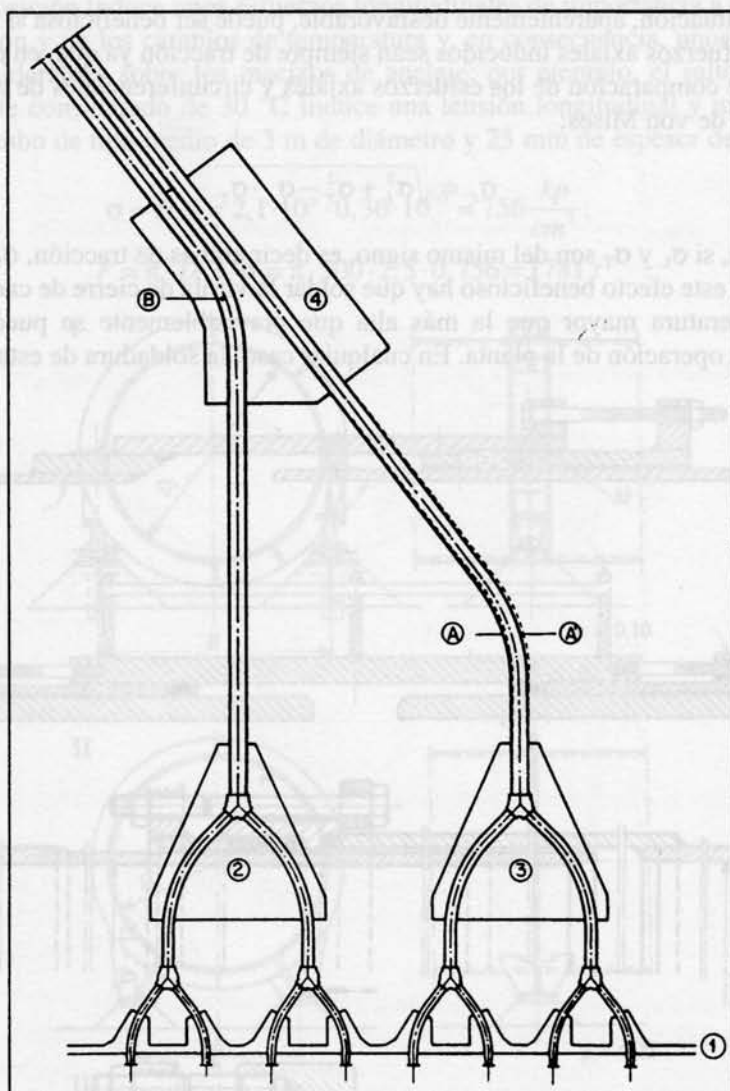
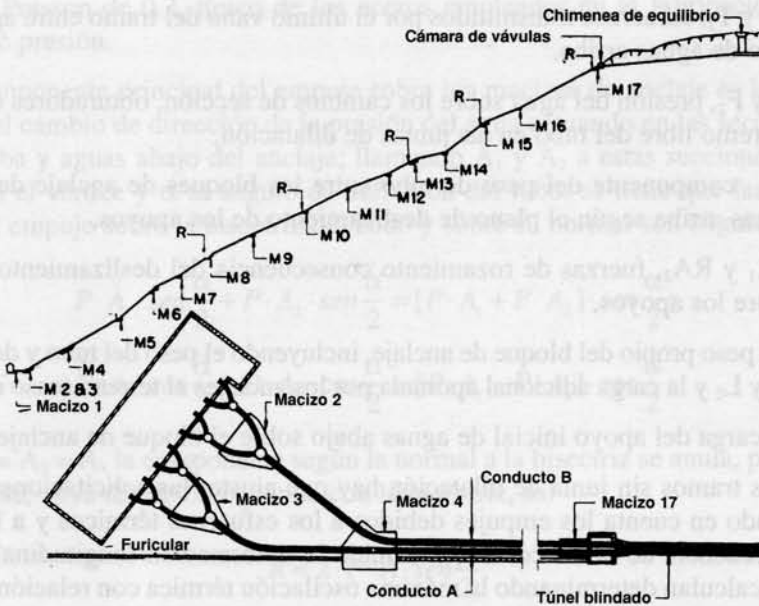


Fig. 11.13

Tuberías en presión del salto de Malgovente. Las tuberías de presión tienen una longitud de 1.500 m, un diámetro de 2,20-2,50 m, una presión estática de 740 m y alimentan 4 turbinas Pelton de 80 MW. Las tuberías carecen de juntas; una de ellas está reforzada por cables tensados de acero especial y tienen un espesor máximo de 17 mm, mientras que la segunda es de acero liso con un espesor máximo de 38 mm. La carencia de juntas induce empujes muy grandes en los codos que requieren bloques de anclaje muy voluminosos (el bloque 4 tiene una superficie de más de 600 m²). La tubería de acero liso entre los bloques 3 y 4 tiene un codo libre que se desplaza lateralmente (A-A') con los incrementos de temperatura cuando el tubo está vacío o por la presión interior cuando está lleno.

Fuente: Tignes, La Houille, Blanche.



realizarse bajo condiciones estrictamente controladas, evitando dejar en la tubería tensiones residuales inconvenientes.

Otro procedimiento de instalación de la tubería consiste en eliminar las juntas de dilatación, dejando libres los codos y colocando los anclajes solo en las alineaciones rectas, con lo que la deformación de la tubería se traduce en flexión y desplazamiento de los codos; este procedimiento de instalación, usualmente denominado método francés, es poco frecuente en las tuberías en presión grandes, utilizándose solo en casos especiales (figura 11.13) o en tuberías pequeñas, especialmente en terrenos accidentados o poco competentes.

5.4. Macizos de anclaje

El empuje axial inducido por la tubería se transmite al terreno a través de los macizos de anclaje que se disponen en los extremos de cada tubo. Bouchayer (1957) presenta un detallado análisis de los esfuerzos que intervienen en el dimensionamiento de los anclajes; los empujes a considerar en el caso de tramos con junta de dilatación en el arranque del vano de aguas abajo, son (figura 11.14):

- P_1 y P_2 , presión del agua sobre la sección del tubo en cada uno de los lados del anclaje, incluida la sobrepresión por golpe de ariete.,

- M_1 y T_1 , esfuerzos transmitidos por el último vano del tramo entre apoyos del lado de aguas arriba,
- F_1 y F_2 , presión del agua sobre los cambios de sección, obturadores o sobre el extremo libre del tubo en las juntas de dilatación,
- PA_1 , componente del peso de tubo entre los bloques de anclaje del lado de aguas arriba según el plano de deslizamiento de los apoyos,
- RA_1 y RA_2 , fuerzas de rozamiento consecuencia del deslizamiento del tubo sobre los apoyos,
- PP , peso propio del bloque de anclaje, incluyendo el peso del tubo y del agua en L_1 y L_2 y la carga adicional aportada por los anclajes al terreno (caso de existir)
- R , carga del apoyo inicial de aguas abajo sobre el bloque de anclaje.

En los tramos sin junta de dilatación hay que ajustar las solicitaciones anteriores teniendo en cuenta los empujes debidos a los esfuerzos térmicos y a los elásticos consecuencia de la coacción que impide la deformación longitudinal; los primeros se calculan determinando la máxima oscilación térmica con relación a la temperatura de instalación (de cierre) y considerando un coeficiente de dilatación lineal de $12 \cdot 10^{-6}$ y los segundos considerando la tensión circunferencial y un coefi-

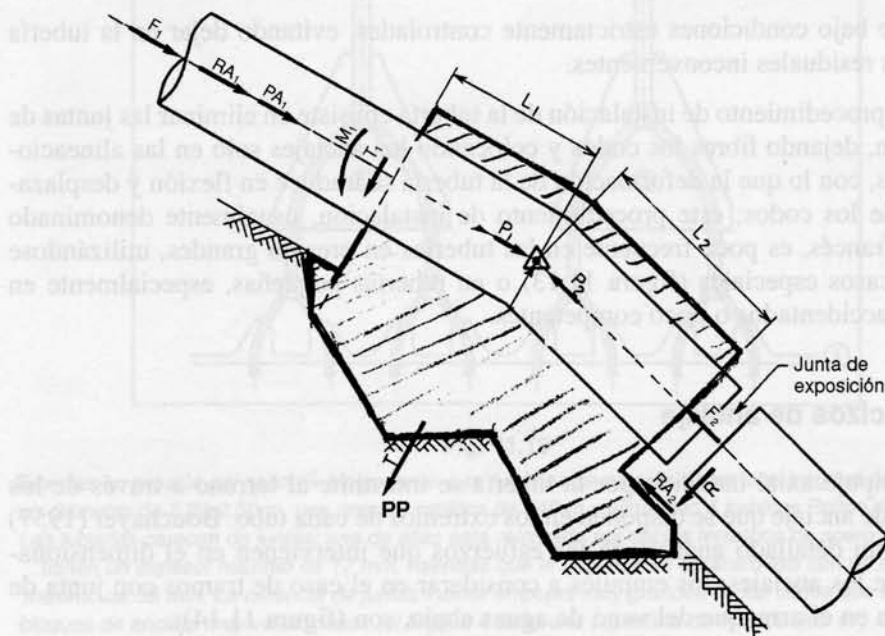


Fig. 11.14

Macizo de anclaje.

ciente de Poisson de 0,3, típico de los aceros empleados en la fabricación de las tuberías de presión.

La componente principal del empuje sobre los macizos de anclaje es la ocasionada por el cambio de dirección de la presión del agua actuando en las secciones de aguas arriba y aguas abajo del anclaje; llamando A_1 y A_2 a estas secciones, P a la presión en el vértice y α al ángulo de deflexión del tubo, se tiene que las componentes del empuje sobre la bisectriz del codo y sobre su normal son (figura 11.14):

$$P \cdot A_1 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} + P \cdot A_2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = [P \cdot A_1 + P \cdot A_2] \cdot \sin \frac{\alpha}{2};$$

$$P \cdot A_1 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - P \cdot A_2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = [P \cdot A_1 - P \cdot A_2] \cdot \cos \frac{\alpha}{2};$$

Si $A_1 = A_2 = A$, la componente según la normal a la bisectriz se anula, por lo que la resultante, cuya dirección coincide con la bisectriz, es:

$$R = 2 \cdot P \cdot A \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

En realidad, al seccionar la tubería aguas arriba y aguas abajo del codo no solo hay que tener en cuenta la presión del agua sobre la sección líquida, sino también el empuje transmitido por la chapa como, la resistencia al deslizamiento o la proyección del peso del tubo sobre el plano de deslizamiento; cuando uno de los ramales está obturado, la presión sobre el obturador la recoge la chapa que la transmite a los puntos fijos adyacentes; si en uno de los lados del obturador hay una junta de dilatación, toda la presión sobre el obturador es transmitida por la chapa al macizo del lado opuesto, lo que modifica sustancialmente la resultante sobre el macizo anteriormente definida. Incidentalmente, se puede señalar que si los dos ramales estuvieran obturados, el empuje sobre el codo sería igual al peso ya que, por tratarse de un sólido cerrado, la resultante de las presiones interiores sería igual al peso del agua encerrada.

El efecto de los cambios de temperatura y de la deformación elástica longitudinal consecuencia de la presión interior se traduce en las tuberías con junta de dilatación en la fuerza longitudinal necesaria para mover el tubo venciendo las fuerzas de rozamiento en los apoyos; esta fuerza es igual al coeficiente de rozamiento por la componente del peso propio y del peso del agua perpendicular al eje de la tubería. El valor del coeficiente de rozamiento se puede estimar en:

- apoyo sobre rodillos	0,1
- apoyo sobre superficies metálicas lubricadas	0,1-0,2
- apoyo sobre sup. metálicas no lubricadas	0,3-0,5
- apoyo sobre superficies metálicas rugosas	0,5-0,7

Por el contrario, la deformación longitudinal en los tramos sin junta de dilatación está coartada, por lo que los cambios de temperatura y las tensiones circunferenciales inducen una fuerza longitudinal en la chapa que compensa la deformación longitudinal impedida. La deformación que produciría una variación de temperatura con relación a la temperatura de cierre, es decir, la temperatura del tramo de tubería en estudio en el momento de soldar la virola de cierre del tramo, y la tensión circunferencial debida a la presión exterior es, para un tramo de tubería de sección constante sometido a una presión uniforme:

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L + \frac{\sigma \cdot \nu}{E} \cdot L; \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot T + \frac{\sigma \cdot \nu}{E}$$

Al estar impedida esta deformación, se produce un esfuerzo longitudinal de:

$$F = \sigma \cdot A = \varepsilon \cdot E \cdot A = \left(\alpha \cdot \Delta T + \frac{\sigma \cdot \nu}{E} \right) \cdot A$$

La sollicitación inducida por la variación de temperatura y la tensión circunferencial es, lógicamente, independiente de la longitud del tramo; asimismo, es interesante señalar que:

- la variación de 1 °C en la temperatura produce una variación en la tensión longitudinal de $2,1.12 = 25 \text{ kp/cm}^2$
- la deformación longitudinal consecuencia del efecto Poisson, y el esfuerzo correspondiente, equivale a una variación de temperatura de: $\nu \cdot \sigma / E \cdot \alpha = 0,012 \cdot \sigma$, que para una tensión de 1200 kp/cm^2 da un incremento de temperatura equivalente de 14 °C.

En general, la presión interior y el área de la chapa varían a lo largo del tramo entre bloques de anclaje, por lo que las fórmulas a aplicar para calcular las fuerzas inducidas por un cambio de temperatura (F_T) y por el efecto Poisson (F_p), son:

$$F_T = \alpha \cdot E \cdot \frac{\sum I_i}{\sum a_i} \cdot \Delta T; \quad F_p = \frac{\nu}{2} \cdot \frac{\sum \frac{p_i \cdot I_i \cdot d_i}{e_i}}{\sum \frac{I_i}{a_i}}$$

donde p_i , l_i , d_i , a_i y e_i son, respectivamente, la presión interior, la longitud, el diámetro, el área de la sección transversal y el espesor de cada una de las partes de tubería de características uniformes en que se puede descomponer el tramo entre bloques de anclaje.

La presión del agua sobre el extremo libre de las juntas de dilatación y la fuerza de rozamiento que se produce en esta junta como consecuencia de la resistencia a la deformación del tubo se pueden evaluar como $p \cdot \pi \cdot D \cdot e + \pi \cdot D \cdot \mu_j$, donde μ_j representa el rozamiento en la junta, que se puede estimar en 750 kp/m.

El empuje sobre los macizos de anclaje puede alcanzar magnitudes considerables en las tuberías con presiones altas o diámetros grandes, especialmente si carecen de juntas de dilatación, no siendo infrecuentes los casos en los que se necesitan macizos con volúmenes de hormigón de más de 1000 m³ para conseguir que la resultante de las solicitaciones pase por el núcleo central de la base del macizo. Alternativamente, se puede sustituir una parte del peso estabilizador de hormigón por anclajes activos o pasivos que movilicen un peso equivalente de terreno, como el anclaje representado en la figura 11.15, en el que el peso estabilizador está sustituido por anclajes activos anclados en la cimentación de roca.

5.5. Piezas especiales

En toda tubería de presión se precisan dispositivos o piezas especiales para conseguir la forma geométrica requerida o, simplemente, para facilitar las pruebas o las labores de vigilancia y mantenimiento. Entre las primeras se incluyen los codos y las bifurcaciones, y entre las segundas los agujeros de hombre y los dispositivos para realizar inyecciones o insertar aparatos de medición.

5.5.1. Codos

Los codos de las tuberías de presión se construyen soldando piezas mitradas formando un tubo curvo cuya directriz describe una poligonal circunscrita a un arco de circunferencia, cuyo radio suele estar comprendido entre 2,0 y 5,0 diámetros de la tubería; las piezas mitradas se construyen con un ángulo en el centro de 5-8°, provistos ocasionalmente con anillos para aumentar la rigidez o facilitar el empotramiento en el hormigón del bloque de anclaje; en la figura 11.16 se representa un codo con tres cambios de dirección y el despiece de la chapa para formar las cuatro virolas que lo integran (H. Straub, SULZER, 1965). Por lo general, se aprovechan los codos para incorporar los cambios de sección o los cambios de dirección en planta de la tubería, con lo cual se evitan piezas especiales adicionales; en el primer caso se tiene un codo con radio decreciente y en el segundo, un codo compuesto, cuya directriz no está situada en un plano vertical u horizontal como en los codos comunes, sino en un plano inclinado; en esta situación hay que determinar el ángulo real a partir de la proyección en planta y en alzado de los ejes de los tramos entrante y saliente, que son los ángulos conocidos a partir de la definición geométrica de la traza.

5.5.2. Bifurcaciones

Las bifurcaciones o uniones de las tuberías en presión son las piezas especiales más complicadas, especialmente si son múltiples, forman ángulos pequeños, son asimétricas o están sujetas a presiones de diseño elevadas; por esta razón se evitan, en la medida de lo posible, las trifurcaciones o las bifurcaciones con ángulos menores que 45° y se prefieren las bifurcaciones simétricas o las derivaciones a 60° de un tubo rectilíneo.

Las bifurcaciones interrumpen la continuidad circunferencial de los tubos y reducen la resistencia de la sección, por lo que precisan refuerzos que compensen esta disminución y que absorban los esfuerzos que tomarían los trozos de chapa eliminados. Si la bifurcación tiene un diámetro pequeño con relación al de la tubería principal,

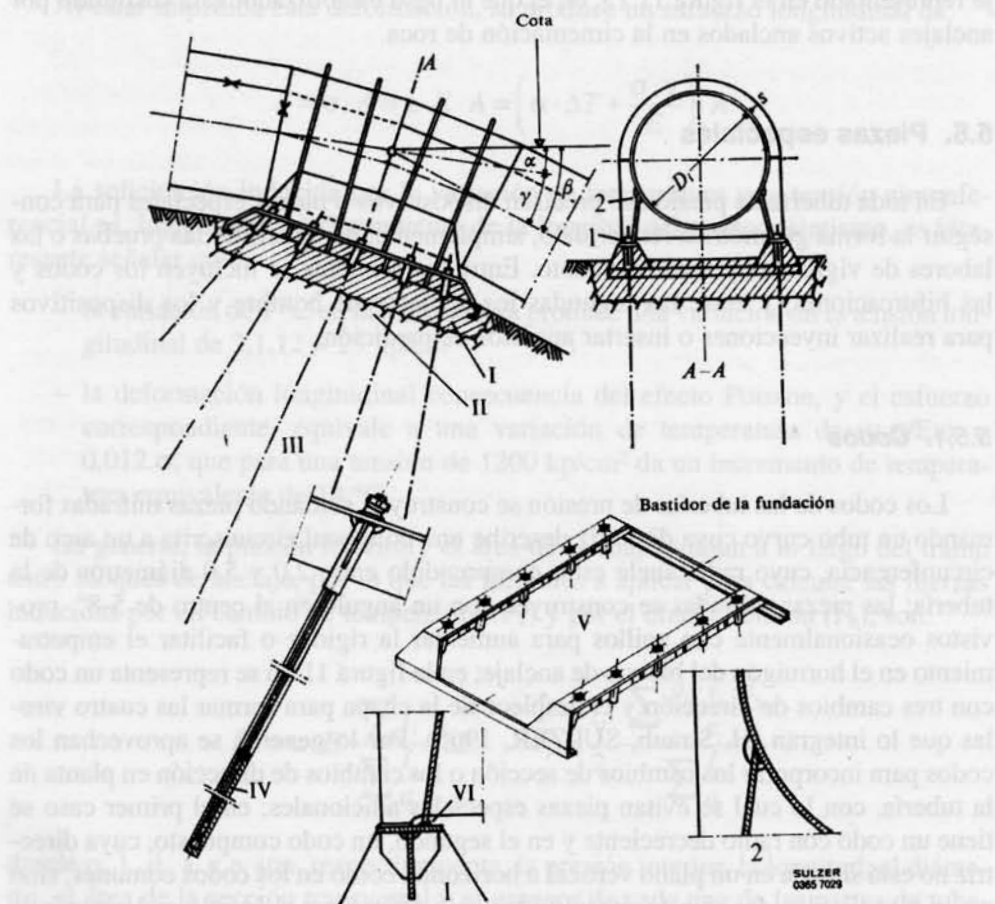


Fig. 11.15

Anclaje tensado. Fuente: Straub, SULZER, Hydro, 1965

basta con un refuerzo de tipo babero adosado al tubo principal rodeando el arranque del ramal, como en los casos a, b y c de la figura 11.17; si los diámetros del ramal y de la tubería principal son comparables, o iguales como en el caso de las bifurcaciones simétricas, no basta este tipo de refuerzo, sino que hay que armar la pieza con elementos estructurales situados en los planos bisectores de los ejes de la tubería principal y de los ramales. Estos refuerzos pueden ser externos o internos, en forma de medias lunas (figura 11.18); los primeros, en forma de Y o de collar, tienen una configuración estructural desfavorable, por lo cual requieren espesores muy elevados (de hasta 20 cm), que con frecuencia resultan difíciles de acomodar o soldar; por el contrario, los refuerzos internos son mucho más eficientes desde el punto de vista estructural, por lo cual tienen unas dimensiones y peso mucho más reducidos (Bryant y Zhou, 1982); por esta razón se prefiere este tipo de refuerzos siempre que se puedan colocar sin interrumpir el flujo. Los refuerzos internos, desarrollado por SULZER-

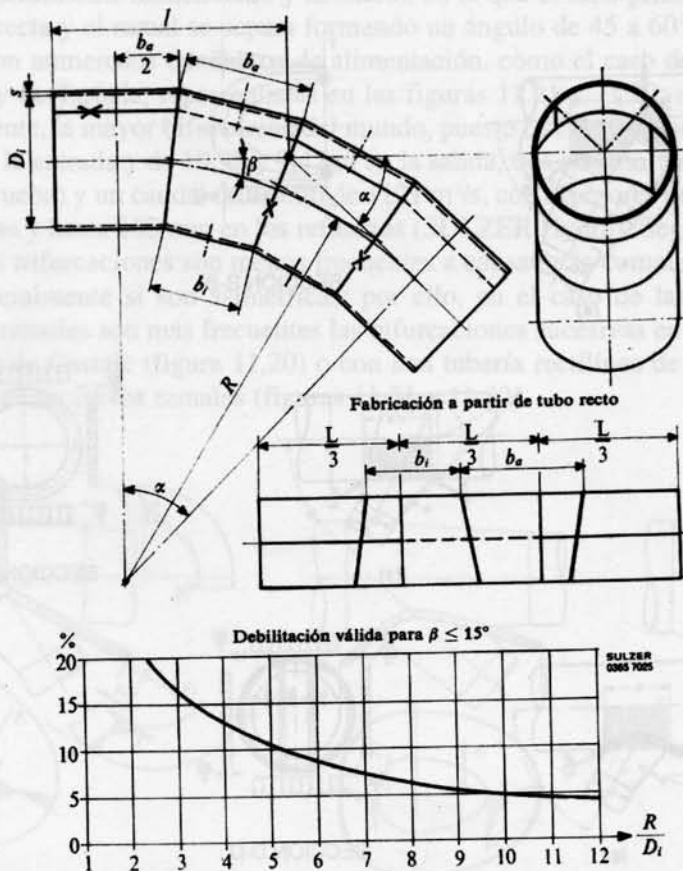


Fig. 11.16

Codo. Fuente: Straub, SULZER, Hydro, 1965

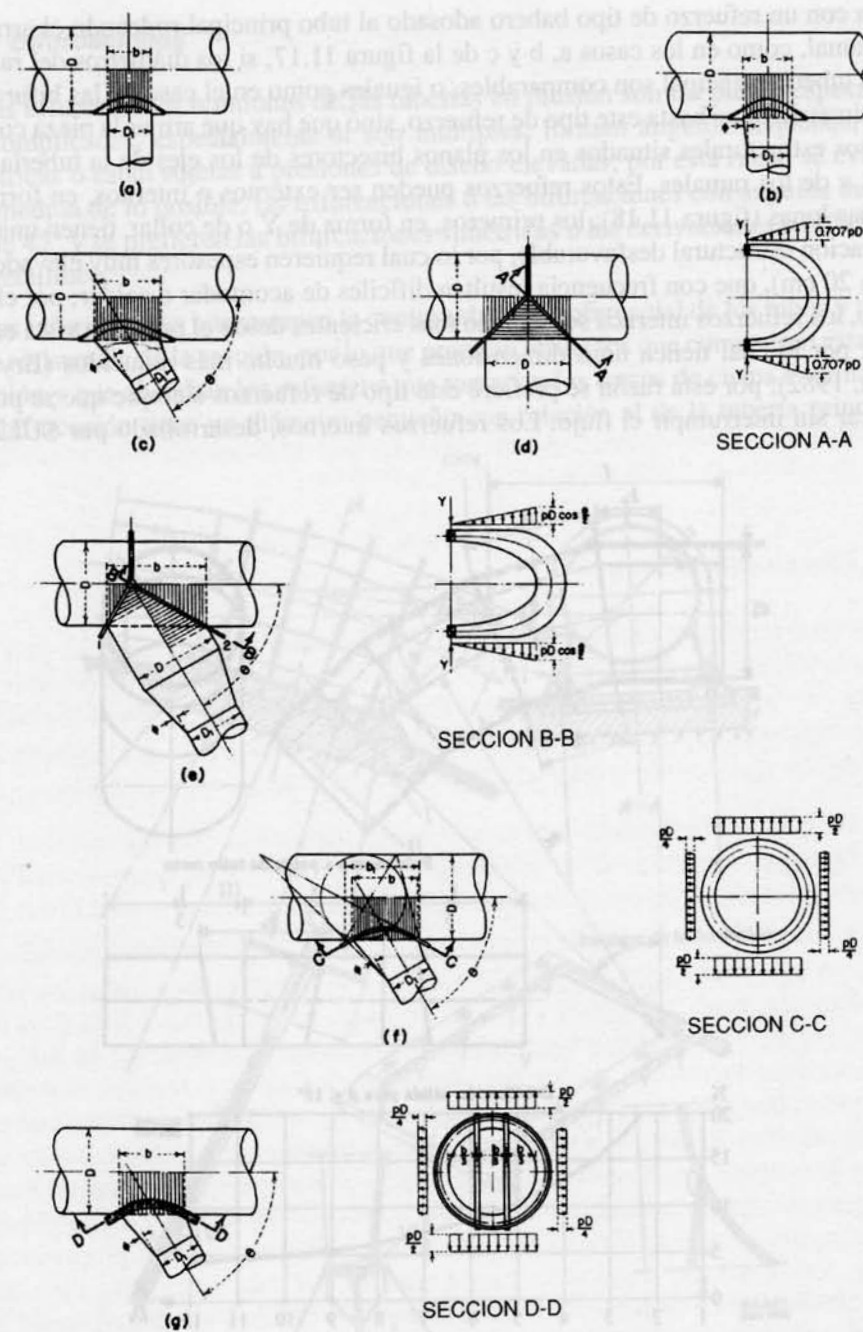


Fig. 11.17

Refuerzos en bifurcación. Fuente: Bureau of Reclamation, 1977.

ESCHER WYSS en la década de los 50, tienen una configuración que permite conseguir que toda la sección esté sometida a esfuerzos de tracción, con lo que se obtiene un estado tensional favorable y una notable economía de material (figura 11.19). Para reducir las pérdidas de carga en la bifurcación y para facilitar la disposición de los refuerzos internos sin interrumpir el flujo se suele aumentar el diámetro del tubo principal en un 10-20 %, disponiendo una expansión poco pronunciada a la entrada y una contracción más fuerte a la salida. Esta configuración está integrada por troncos de cono tangentes a una o varias esferas virtuales con centro en el eje de la conducción, según se puede apreciar en las figuras 11.19 y 11.20; en esta última figura se representa la distribuidor del proyecto Castaic de $\phi 9.144/2\phi 7.100/6\phi 4.067$ mm, diseñado para una presión interior de servicio 183 m y de prueba de 275 m.

Hay dos tipos de bifurcaciones principales: la simétrica como la del distribuidor Castaic anteriormente mencionado y la lateral, en la que el tubo principal tiene una alineación recta y el ramal se separa formando un ángulo de 45 a 60°, típica de las centrales con numerosos conductos de alimentación, como el caso de las centrales de Sedrun y de Tarbela, representadas en las figuras 11.21 y 11.22; esta última es, probablemente, la mayor bifurcación del mundo, puesto que tiene unos diámetros de 13,26 m en la entrada y de 10,98 y 7,47 m en la salida, una presión 162 m (servicio) y 243 m (prueba) y un caudal de diseño de 1121 m³/s, con espesores de hasta 90 mm en las virolas y hasta 160 mm en los refuerzos (SULZER Hydro). Según se ha mencionado, las trifurcaciones son menos frecuentes a causa de la complejidad del despiece, especialmente si son asimétricas; por ello, en el caso de las tuberías con numerosos ramales son más frecuentes las bifurcaciones sucesivas en Y como en el distribuidor de Castaic (figura 11.20) o con una tubería rectilínea de la que se van separando los sucesivos ramales (figuras 11.21 y 11.22).

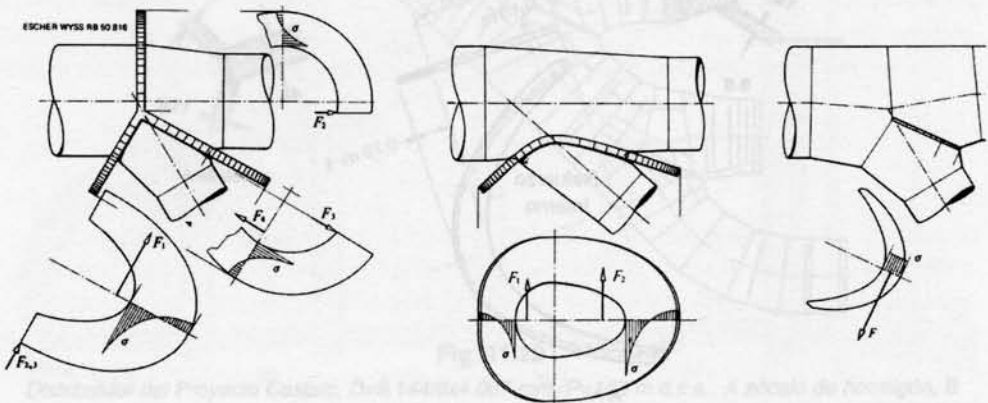


Fig. 11.18

Refuerzos en bifurcaciones. Fuente: Meystre, 1979, (SULZER Hydro).

5.5.3. Dispositivos de acceso

Las tuberías visitables necesitan dispositivos de acceso al interior que faciliten las labores de inspección o de mantenimiento; el acceso se realiza a través de piezas especiales como las representadas en la figura 11.23, denominadas agujeros de hombre, que se instalan a intervalos regulares (por ejemplo una en cada tramo entre dos macizos de anclaje) en la semisección inferior del tubo. Este acceso es insuficiente para aquellos conductos en los que, como en las tuberías conectadas a túneles sin revestir, se necesita un acceso amplio por el cual introducir equipo sobre

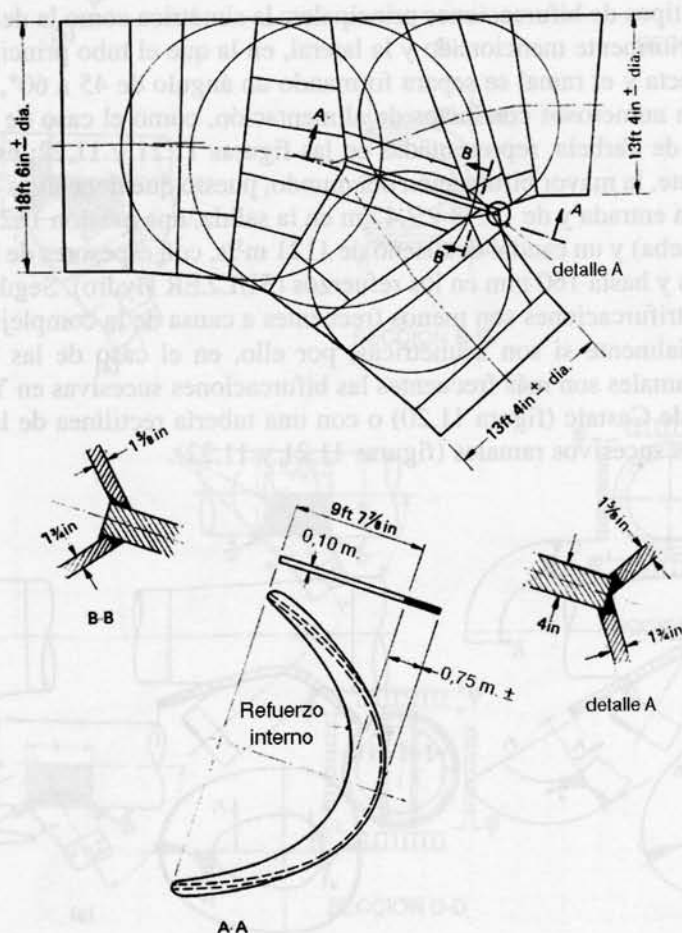


Fig. 11.19

Refuerzo interno en bifurcaciones. Fuente: Eberhardt, 1975.

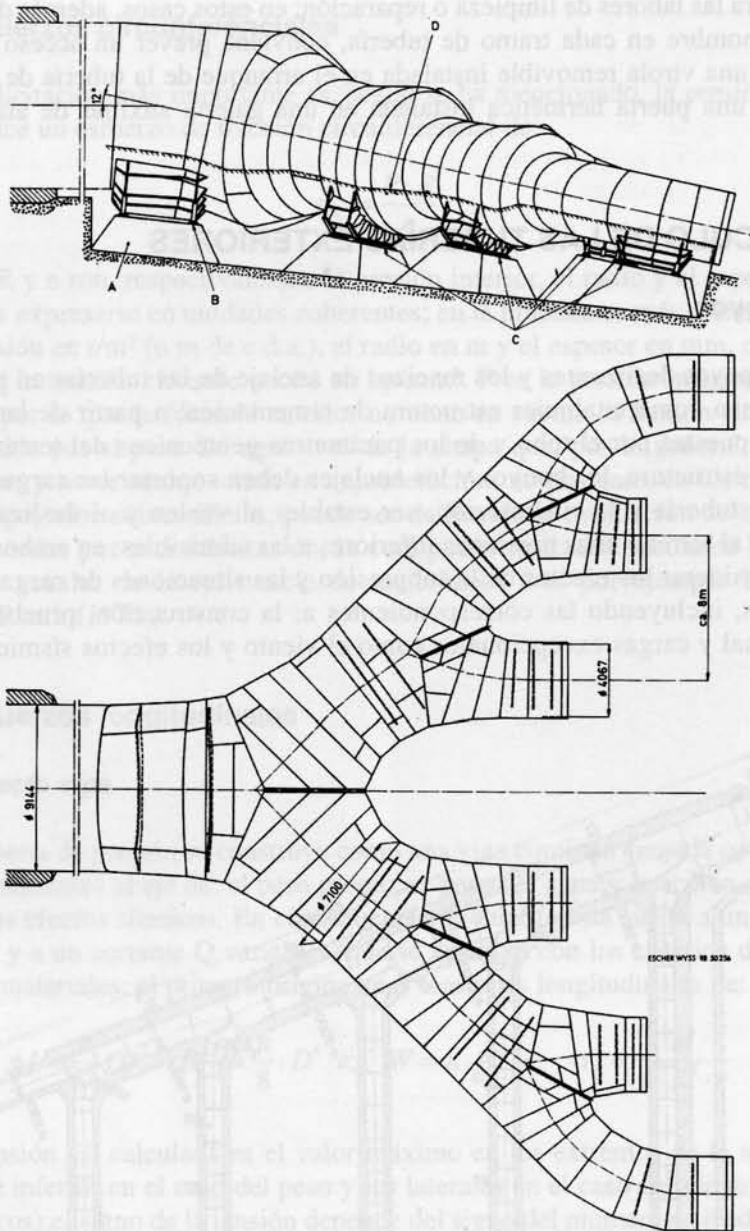


Fig. 11.20

Distribuidor del Proyecto Castaic. $D=9.144/6 \times 4.067$ mm, $P=183$ m d.c.a.. A zócalo de hormigón, B apoyo anclado durante las pruebas, C apoyo deslizante durante las pruebas, D límite superior del empotramiento de hormigón armado previsto inicialmente. Fuente: Meystre, ESCHER WYSS, (SULZER, Hydro), 1979.

ruedas para las labores de limpieza o reparación; en estos casos, además de los agujeros de hombre en cada tramo de tubería, conviene prever un acceso adicional mediante una virola removible instalada en el arranque de la tubería de presión o mediante una puerta hermética instalada en una galería auxiliar de ataque o de acceso.

6. CÁLCULO DE LAS TUBERÍAS EXTERIORES

6.1. Apoyos

Los apoyos deslizantes y los macizos de anclaje de las tuberías en presión se dimensionan como cualquier estructura de cimentación, a partir de las solicitaciones impuestas por el tubo y de los parámetros geotécnicos del terreno. Como cualquier estructura, los apoyos y los anclajes deben soportar las cargas impuestas por la tubería y la cimentación, ser estables al vuelco y al deslizamiento y transmitir al terreno unas presiones inferiores a las admisibles; en ambos casos se deben considerar los efectos de la subpresión y las situaciones de carga más desfavorables, incluyendo las correspondientes a: la construcción, pruebas, operación normal y cargas excepcionales como el viento y los efectos sísmicos.

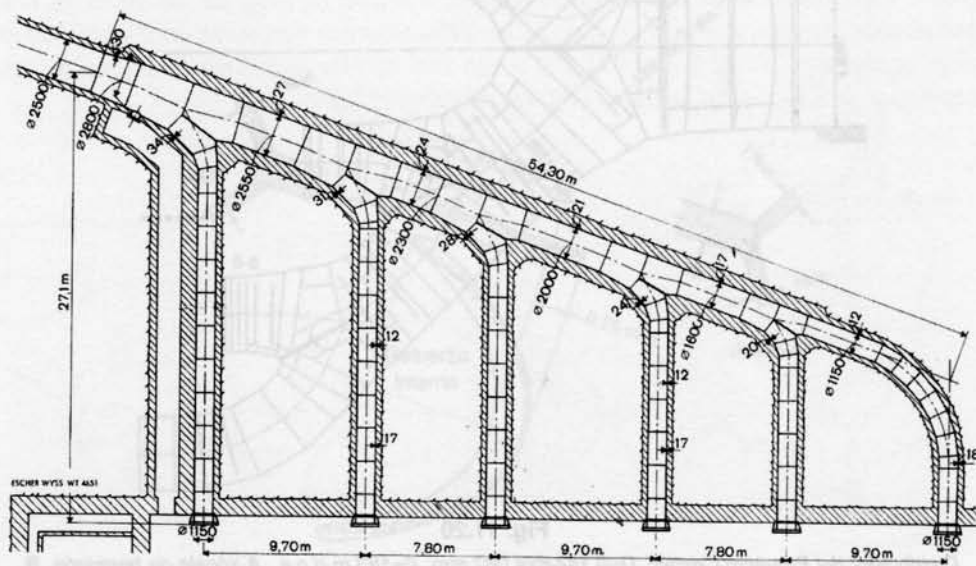


Fig. 11.21

Distribuidor de la central de Sedrun. Fuente: ESCHER WYSS, (SULZER Hydro),

6.2. Esfuerzos circunferenciales

La sollicitación más importante es, según se ha mencionado, la presión interior que produce un esfuerzo de tracción circunferencial de:

$$\sigma_c = \frac{P \cdot R}{e}$$

donde P, R y e son, respectivamente la presión interior, el radio y el espesor, cuyo valor debe expresarse en unidades coherentes; en la práctica es más cómodo expresar la presión en t/m² (o m de c.d.a.), el radio en m y el espesor en mm, con lo que se obtiene la tensión circunferencial en kp/mm². P es la presión interior en el eje del tubo, por lo que la fórmula anterior no tiene en cuenta la flexión circunferencial inducida por el peso del agua o el de la chapa que, por lo general, son poco importantes y no se suelen tomar en consideración; no obstante, en los tubos muy esbeltos apoyados sobre silletas, puede ser de interés la evaluación de los esfuerzos provocados por esta sollicitación, lo cual puede realizarse mediante los procedimientos usuales de la resistencia de materiales (ver por ejemplo Bellometti (1955) o Roark (1975)).

6.3. Esfuerzos longitudinales

6.3.1. Efecto viga

La tubería de presión se construye como una viga continua cargada con las componentes normales al eje de: el peso propio, el peso del agua y la acción del viento, nieve o los efectos sísmicos. En consecuencia, la tubería está sujeta a un momento flector M y a un cortante Q variables, que se calculan con los criterios de la resistencia de materiales; el primero origina unas tensiones longitudinales de:

$$I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{8} \cdot D^3 \cdot e; \quad W = \pi \cdot R^2 \cdot e; \quad \sigma_L = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot e}$$

La tensión así calculada es el valor máximo en los extremos de la sección (el superior e inferior en el caso del peso y los laterales en el caso del viento o esfuerzos sísmicos); el signo de la tensión depende del signo del momento, siendo de compresión en la parte superior y tracción en la inferior en el centro de los vanos y lo contrario en los apoyos.

Las cargas exteriores, especialmente el peso del agua y del tubo, producen fuerzas cortantes en la sección transversal que alcanzan su valor máximo en los apoyos. La magnitud de los esfuerzos inducidos por estas fuerzas depende del sistema de

apoyo; en el caso más usual de apoyo mediante una viga anular que conserva la forma circunferencial de la sección, el esfuerzo tangencial varía entre 0 en la parte superior y en la inferior, y una tensión máxima a la altura del eje del tubo. En el caso del tubo apoyado en silletas se tiene la misma fuerza cortante, pero una sección resistente inferior ya que, a causa de la deformabilidad de la sección, solo es efectiva una parte de la chapa.

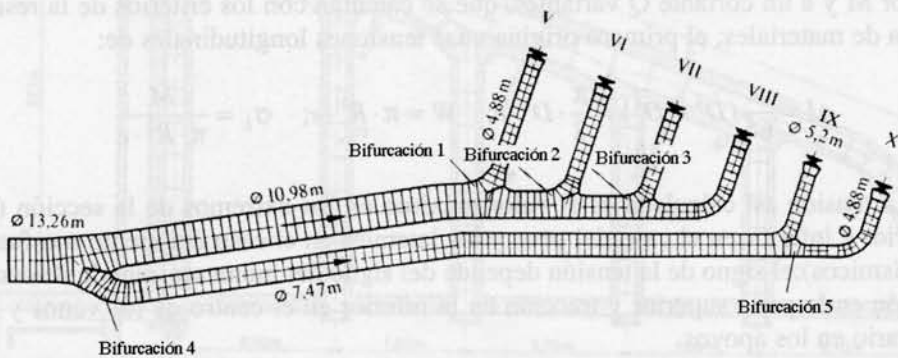
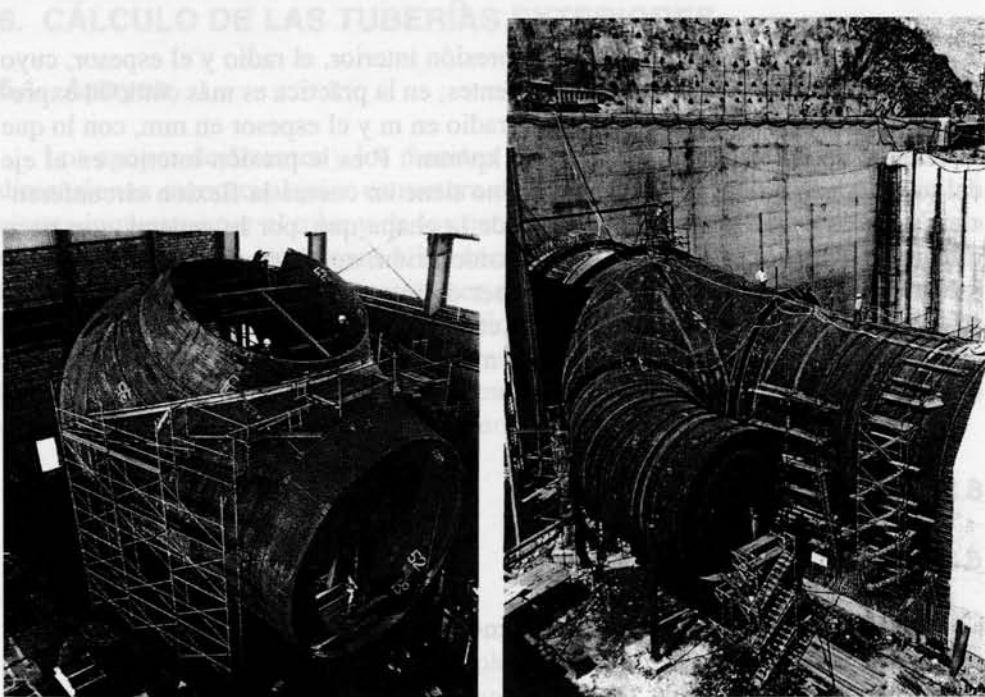


Fig. 11.22

Distribuidor de la central de Tarbela. $D=13,26/6 \times 4,88$ m, $P=162$ m d.c.a.. Fuente: ESCHER WYSS (SULZER Hydro).

Se debe destacar que, para que la tubería pueda trabajar como una viga, es esencial que las secciones de apoyo conserven la forma circular después de puesta en carga, razón por la cual se incrementa la rigidez transversal de estas secciones mediante la viga anular de refuerzo anteriormente mencionada.

6.3.2. Esfuerzos axiales

Las fuerzas axiales consecuencia de la componente del peso según el eje del tubo, de las fuerzas de rozamiento que se oponen a la deformación longitudinal y de la presión del agua sobre los cambios de sección o sobre el extremo libre de las juntas de dilatación, originan esfuerzos longitudinales de tracción o de compresión en la sección transversal; en las tuberías sin junta de dilatación hay que considerar además el efecto de la coacción que impide la deformación longitudinal por efecto de los cambios de temperatura y de la tensión circunferencial (ver 5.4). Los esfuerzos correspondientes a esta sollicitación axial se obtienen dividiendo la resultante de las fuerzas axiales por la sección transversal del tubo; en este cálculo hay que tener en cuenta la ubicación de la junta de dilatación o de la virola de cierre sobre el sentido de la componente del peso: si la junta o la virola de cierre están situadas, como es lo usual, en el arranque del tramo, la componente del peso según el eje del tubo en cada sección es de compresión (el tubo descansa sobre el anclaje inferior), mientras que si están en la parte inferior, es de tracción (el tubo cuelga del anclaje superior).

6.3.3. Esfuerzos térmicos

El calentamiento diferencial entre la semisección de la tubería expuesta al sol y la semisección a la sombra, ocasiona una deformación que, al estar impedida por las coacciones existentes, origina tensiones en la sección transversal del tubo. Estas tensiones son de poca importancia y no se suelen tener en cuenta para el cálculo del tubo. En cualquier caso, de ser necesario se pueden evaluar con los procedimientos expuestos en Bellometti (1955) o ASCE (1990).

6.3.4. Tensiones secundarias

La coacción impuesta por los anillos rigidizadores o la viga anular en los apoyos reduce notablemente la deformación radial del tubo y, como consecuencia, induce una flexión longitudinal en la chapa que alcanza su valor máximo en el borde del rigidizador o en el plano medio de la viga anular. Esta flexión es de carácter local, puesto que su magnitud disminuye rápidamente con la distancia, y secundario ya que, al no ser necesaria para el equilibrio estático de las sollicitaciones exteriores, la

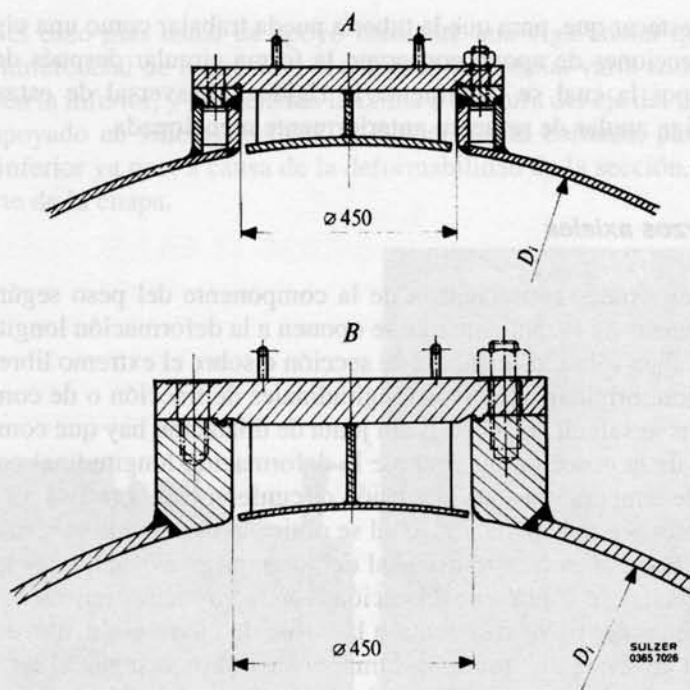


Fig. 11.23

Agujeros de hombre. Fuente: Straub, SULZER, Hydro, 1965.

tensión no aumenta con la presión interior al alcanzar el límite elástico del material. No obstante, las tensiones ocasionadas por esta flexión pueden alcanzar valores de consideración, mayores incluso que la tensión circunferencial (ver, por ejemplo S. Timoshenko o J. Tâche).

Estos esfuerzos secundarios en la chapa se calculan como suma de dos estados de carga:

- I, correspondiente a un tubo liso de longitud infinita sometido a la presión interior p (t/m^2), igual a la presión interior del tubo,
- II, correspondiente al tubo liso de longitud infinita sometido a una presión radial P (t/m), igual a la presión circunferencial tomada por el rigidizador,

y calculando P para que la deformación de la chapa y del anillo sean idénticas y para que la pendiente de la deformada de la chapa en O sea nula. La deformación del tubo en el estado I + II para el caso de un anillo rigidizador de ancho b y canto h es, según Timoshenko:

$$w = P \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{8 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot e^3} \cdot \varphi(\beta \cdot x) - \frac{p \cdot R^2}{E \cdot e}$$

donde x es la distancia al anillo, R y e son el radio y espesor del tubo y E y ν son el módulo de elasticidad y de Poisson, cuyo valor se ha estimado en 0,3. Asimismo, se utilizan las siguientes funciones auxiliares:

$$\beta = \frac{[3 \cdot (1 - \nu^2)]^{1/4}}{\sqrt{R \cdot e}} = \frac{1}{0,778 \sqrt{R \cdot e}}$$

$$\varphi(\beta \cdot x) = e^{-\beta \cdot x} [\cos(\beta \cdot x) + \operatorname{sen}(\beta \cdot x)]$$

$$\psi(\beta \cdot x) = e^{-\beta \cdot x} [\cos(\beta \cdot x) - \operatorname{sen}(\beta \cdot x)]$$

$$\theta(\beta \cdot x) = e^{-\beta \cdot x} \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

Igualando la deformación del tubo y del anillo para $x = 0$, se obtiene:

$$P \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{8 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot e^3} \cdot \varphi(0) - \frac{p \cdot R^2}{E \cdot e} = \frac{P \cdot \beta \cdot R^2}{E \cdot e} \cdot \frac{\beta \varphi(0)}{2} - \frac{p \cdot R^2}{E \cdot e} = -\frac{P \cdot R^2}{b \cdot h \cdot E}$$

que, teniendo en cuenta que $\varphi(0) = 1$, da:

$$P \cdot \left[\frac{\beta \cdot R^2}{2 E e} + \frac{R^2}{b \cdot h \cdot E} \right] = \frac{p \cdot R^2}{E \cdot e}; \Rightarrow P = \frac{p}{\frac{\beta}{2} + \frac{e}{b \cdot h}}$$

Una vez calculada la presión lineal P soportada por el anillo se determina la fuerza circunferencial, el momento y el cortante en el tubo:

$$N_{\varphi x} = -\frac{E \cdot e}{R} \cdot w = p \cdot R - \frac{\beta \cdot R \cdot P}{2} \cdot \varphi(\beta \cdot x)$$

$$M_x = -\frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{P}{4 \cdot \beta} \cdot \psi(\beta \cdot x)$$

$$Q_x = -\frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{d^3 w}{dx^3} = -\frac{P}{2} \cdot \theta(\beta \cdot x)$$

cuyos valores máximos en O , para $x = 0$, son:

$$N_{\varphi 0} = p \cdot R - \frac{\beta \cdot R \cdot P}{2}; \quad M_o = \frac{P}{4\beta}; \quad Q_o = -\frac{P}{2}$$

Estos valores se pueden sustituir en las expresiones generales anteriores para poner de manifiesto la variación de los esfuerzos de flexión y cortante con la distancia x al anillo:

$$M_x = M_0 \cdot \psi(\beta \cdot x); \quad Q_x = Q_0 \cdot \theta(\beta \cdot x)$$

El valor de $1/\beta$, que se acostumbra a tomar como semiancho efectivo de colaboración de la chapa de la tubería con el anillo rigidizador, es:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{\sqrt{Re}}{[3(1-\nu^2)]} = 0,778\sqrt{Re}$$

y suele oscilar entre 0,10 y 0,25 m; asimismo, los valores de las funciones auxiliares en función de la distancia a al anillo son:

$a = x \cdot \beta$	$\phi(a)$	$\Psi(a)$	$\vartheta(a)$
0	1	1	1
0,500	0,823	0,241	0,532
0,785	0,645	0,000	0,321
1	0,508	-0,111	0,199
1,571	0,208	-0,208	0,000
2	0,067	-0,179	-0,056
2,356	0,000	-0,135	-0,067
3	-0,042	-0,056	-0,049
3,142	-0,043	-0,042	-0,043

Teniendo en cuenta estos valores se puede concluir que la magnitud de los esfuerzos de flexión y cortante disminuyen rápidamente con la distancia al anillo, pues a una distancia de $0,5/\beta$, (menos de 0,15 m), la flexión se ha reducido a la cuarta parte y el cortante a la mitad. Paralelamente, el esfuerzo circunferencial aumenta gradualmente, acercándose al esfuerzo correspondiente a la chapa sin rigidizador; esta variación es más suave que la anterior, según se comprueba el expresar la tracción circunferencial a la distancia x en función de la tracción junto al anillo, para $x = 0$:

$$N_{\phi x} = N_{\phi 0} + \frac{\beta \cdot R \cdot P}{2} \cdot [1 - \phi(\beta x)]$$

En el caso de un rigidizador doble integrado por dos anillos de sección rectangular $b \times h$ a una distancia ℓ , como los que forman la viga anular en los apoyos, se tiene que la deformación del tubo es:

$$w = P \cdot \frac{\beta R^2}{2Ee} \cdot [\varphi(\beta x) + \varphi(\beta x - \beta \ell)] - \frac{pR^2}{Ee}$$

que, igualando a $-P \cdot R^2/b \cdot h \cdot E$ para $x=0$ y $x=l$, da la presión circunferencial P ejercida por cada uno de los rigidizadores:

$$P = \frac{p}{\frac{\beta}{2}[1 + \varphi(\beta \ell)] + \frac{e}{b \cdot h}}$$

Las presiones circunferenciales ejercidas por los anillos ocasionan una flexión en la chapa cuya magnitud se calcula por el mismo procedimiento; los esfuerzos máximos se producen en el borde del anillo (para $x = 0$ y $x = l$) o en el plano mediatriz de los dos anillos (para $x = l/2$). Los primeros son:

$$N_{\varphi 0} = p \cdot R - \frac{\beta \cdot R \cdot P}{2} \cdot [1 + \varphi(\beta \cdot \ell)]; \quad M_0 = \frac{P}{4 \cdot \beta} \cdot [1 + \psi(\beta \cdot \ell)]; \quad Q_0 = -\frac{P}{2} \cdot [\theta(\beta \cdot \ell)]$$

y los del plano medio de los dos anillos:

$$N_{\varphi} = p \cdot R - \beta \cdot R \cdot P \cdot \varphi\left(\frac{\beta \cdot \ell}{2}\right); \quad M_0 = \frac{P}{2 \cdot \beta} \cdot \psi\left(\frac{\beta \cdot \ell}{2}\right); \quad Q = -\frac{P}{2} \cdot \theta\left(\frac{\beta \cdot \ell}{2}\right)$$

Los esfuerzos máximos en el tubo se producen bajo los rigidizadores cuando, como es usual:

$$1 + \psi(\beta \cdot \ell) > 2 \cdot \psi\left(\frac{\beta \cdot \ell}{2}\right)$$

En resumen, los anillos rigidizadores colocados en un tubo de acero en presión toman una parte de la presión interior aliviando la tensión circunferencial del tubo, pero, como contrapartida, inducen unos esfuerzos longitudinales de flexión y cortantes que provocan unas tensiones longitudinales que pueden alcanzar valores muy elevados en las secciones situadas junto a los anillos. Estos esfuerzos son de carácter local, puesto que su magnitud se reduce rápidamente con la distancia al anillo; asimismo son de carácter secundario, puesto que la tensión máxima que producen no puede superar el límite elástico de la chapa.

6.3.5. Vigas anulares de apoyo

Según se vió en 5.2, las tuberías de acero pequeñas se suelen apoyar mediante silletas y las de mayor tamaño en dos pilarillos de acero soldados a una viga anular que rodea el tubo, según se muestra en las figuras 11.10 y 11.11, respectivamente.

que rodea el tubo, según se muestra en las figuras 11.10 y 11.11, respectivamente. El tipo de apoyo más frecuente es el segundo, con una viga anular integrada por dos anillos soldados a la periferia del tubo, cuya finalidad es garantizar la forma circunferencial de la sección para que la tubería sea autoportante, trabajando como viga en vanos relativamente amplios, mayores que los que se pueden conseguir con las sille-
tas de apoyo.

Los dos anillos, junto con la chapa de la tubería adyacente, forman una sección resistente mucho más rígida que la tubería, que garantiza la permanencia de la forma circular; el tramo de chapa que se considera efectiva es el situado entre los anillos más un ala a cada lado de ancho $1/\beta$, por lo que si el ancho del anillo es b y su separación l_1 , el ancho efectivo de chapa es:

$$B = l_1 + 2 \cdot b + \frac{2}{\beta}; \quad l_1 < \frac{\ell}{\beta}$$

La viga anular produce en la tubería las tensiones secundarias descritas en el párrafo anterior; por su parte, ésta viga está sujeta a la tensión circunferencial consecuencia de la presión interna del tubo y a las reacciones de los pilares de apoyo, que inducen unos esfuerzos de flexión y cortantes que se superponen a los anteriores. El eje de los pilares se dispone con una excentricidad próxima a $0,04.R$ con relación a la circunferencia descrita por el c.d.g. de la viga, con la finalidad de minimizar los esfuerzos de flexión en ésta. Los esfuerzos sobre la viga provocados por la presión interna del tubo y las reacciones de los apoyos pueden calcularse con el procedimiento desarrollado por el Bureau of Reclamation para el diseño de las tuberías en presión de la central de Hoover, tanto para las cargas verticales como para los efectos sísmicos; mediante este procedimiento se calculan los esfuerzos en la sección transversal de la viga anular (anillos y longitud efectiva de la chapa) mediante unos coeficientes, cuyo valor puede verse en Bureau (1978).

En las tuberías de gran diámetro o con vanos grandes puede ser necesario reforzar la sección de apoyo, lo cual puede conseguirse soldando una chapa circunferencial al borde exterior de los anillos, con lo que el refuerzo se transformaría en un rectángulo, o con una virola de mayor espesor en la sección de apoyo.

6.3.6. Pandeo

Cuando la presión interior es menor que la atmosférica o la presión exterior es mayor que la interior, existe una presión diferencial hacia el eje del tubo que puede provocar la inestabilidad de la sección. En este caso, el tubo debe tener el espesor requerido para dar una presión crítica de pandeo con un adecuado coeficiente de seguridad sobre la presión actuante hacia el interior del tubo. La presión crítica de pandeo de los tubos lisos se puede calcular por la fórmula de Levy:

$$P_{cr} = \frac{E \cdot e^3}{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot r^3} = \frac{E}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot f^3$$

donde E es el módulo de elasticidad, e y r son el espesor y radio, f la esbeltez con relación al radio y ν es el módulo de Poisson. Por ello los tubos cilíndricos expuestos a un vacío total deben tener una esbeltez de:

$$P_{CR} = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \frac{kp}{cm^2}; \quad f = \frac{e}{r} = \left[\frac{P_{CR} \cdot 4 \cdot (1 - \nu^2)}{E} \right]^{1/3} = 1,37 \cdot 10^{-2}$$

es decir, que los tubos cilíndricos lisos expuestos a un vacío absoluto necesitan un espesor de chapa de 14 mm por cada 1 m de radio, para tener un coeficiente de seguridad de 1,5 frente al pandeo provocado por un vacío absoluto.

El pandeo también puede producirse axialmente como consecuencia de una fuerza de compresión excesiva; este fenómeno es de consideración en los tubos esbeltos sin junta de dilatación sometidos a un incremento de temperatura elevado o a sollicitaciones axiales de importancia. En ausencia de un análisis detallado del fenómeno, se debe limitar el esfuerzo de compresión a un valor seguro que, según ASCE (1993), se puede estimar en:

$$\sigma_{ad} \left(\frac{kp}{cm^2} \right) = 10^5 \cdot \frac{e}{R} \leq C \cdot \sigma_E$$

donde σ_{ad} y σ_E son el esfuerzo de compresión admisible y el límite elástico en kp/cm^2 , e y R son el espesor y radio del tubo y C un coeficiente cuyo valor es de 1/2 para el pandeo local y de 1/3 para el pandeo general. Un análisis más detallado del problema puede verse en Baker et al. (1993).

6.3.7. Piezas especiales

Las piezas especiales como los codos y las bifurcaciones requieren un análisis adicional, ya que la pérdida de la continuidad circunferencial debilita la sección, originando esfuerzos no compensados que deben ser absorbidos mediante refuerzos.

La resultante de la presión interior en los codos no es nula como en los tramos de tubería rectos, sino que, a causa de la diferencia de área entre la semisección interior y la exterior, da una componente en la dirección de la bisectriz; en realidad, esta resultante sobre el codo es el empuje calculado en 5.4 como consecuencia del cambio de dirección en la presión de agua entre la sección de entrada y de salida del codo. Por lo tanto, esta fuerza depende solamente del área y de la orientación de las

secciones de entrada y salida y, para el caso de los codos de sección constante, tiene un valor de:

$$R = 2 \cdot p \cdot A \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

donde p es la presión interior, A el área de la sección y α es el ángulo en el centro.

Cada una de las virolas mitradas que forman el codo de una tubería forzada da una componente normal al eje como consecuencia de la presión en cada una de las dos áreas rayadas de la figura 11.24 que carecen de cierre circunferencial; el empuje sobre estas áreas se transmite a la chapa adyacente que queda sobrecargada, soportando una tensión superior a la correspondiente a la presión interna; la magni-

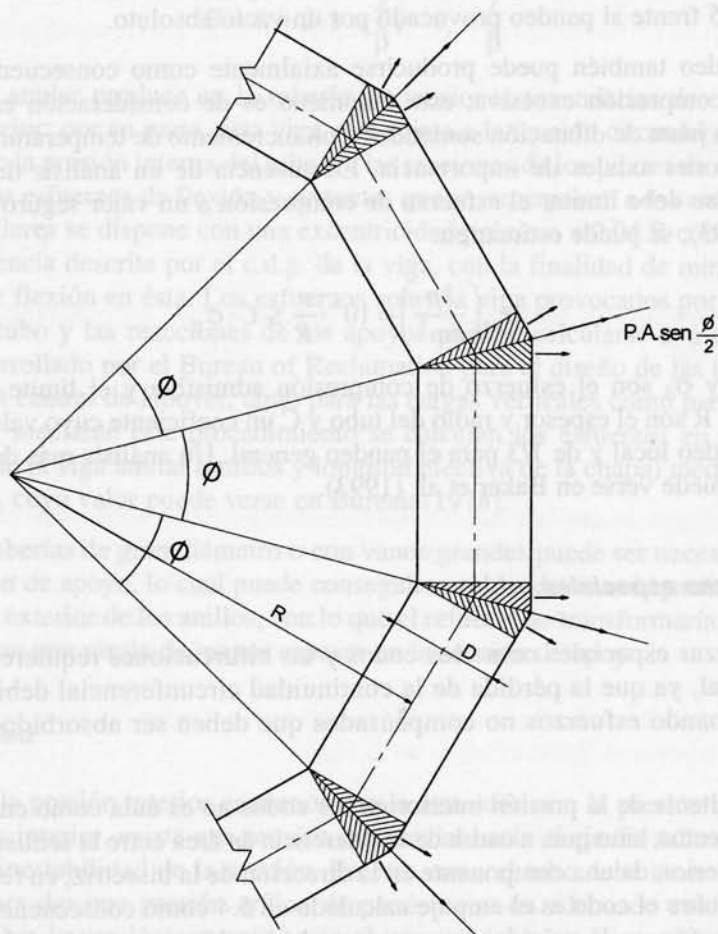


Fig. 11.24

tud de la sobretensión no suele ser muy grande para los codos bien dimensionados, aunque debe tomarse en consideración en los codos con un radio pequeño ($R < 2,5 \cdot D$) o con gajos con ángulos de deflexión grandes ($\alpha > 15^\circ$); según ASCE (1993), en estos casos debe aumentarse el espesor del codo por encima del requerido para soportar la presión interna; el espesor necesario en este caso puede calcularse mediante la expresión (ASCE, 1993):

$$e = \frac{P \cdot D}{2 \cdot \sigma_A} \cdot \left[1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{S} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right]; \quad S = R - \frac{D}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}$$

donde θ es el ángulo de deflexión de cada virola, R es el radio de la curva, D es el diámetro del tubo y S es la longitud del sobreancho del borde externo sobre el interno. Por esta misma razón, es conveniente disponer las soldaduras longitudinales de estas piezas en la parte exterior de la curva, que está menos solicitada que la interior (figura 11.16).

En las bifurcaciones se produce un desequilibrio por la misma causa al eliminar una parte de la chapa (zona rayada de la figura 11.17), interrumpiendo la continuidad circunferencial en las secciones que integran el tubo principal y los ramales; esta discontinuidad origina unos esfuerzos de consideración en el borde de las chapas eliminadas, que deben ser absorbidos mediante refuerzos situados en el plano de las intersecciones. Los esfuerzos no equilibrados son, precisamente, las resultantes de la presión sobre las partes de chapa suprimidas, por lo que el proceso de cálculo tradicional se basa en identificar las partes de chapa eliminadas, calcular las resultantes de las presiones y determinar las tensiones igualando las deformaciones de la chapa de la tubería y del refuerzo (ver Bureau of Reclamation, 1964). Este procedimiento de cálculo resulta muy laborioso por lo que, en la actualidad, se calculan las tensiones en los refuerzos y en la chapa por elementos finitos, utilizando un modelo de cálculo apropiado a la configuración de la pieza.

Los refuerzos externos de las bifurcaciones de tamaño reducido o poco solicitadas pueden calcularse con el procedimiento simplificado presentado por Swanson et al. y expuesto en el Manual M11 de la AWWA; no obstante, las piezas de refuerzo de las bifurcaciones, especialmente si son externas, suelen ser muy voluminosas y tener un coste elevado, por lo que conviene aplicar unos métodos de cálculo precisos que permitan aquilatar con precisión los refuerzos realmente requeridos.

6.4. Dimensionamiento

El cálculo estructural de la tubería de presión consiste en determinar la tensión de comparación para cada estado de carga en los puntos críticos de cada vano y, comparándola con la tensión admisible, calcular el espesor de chapa necesario; el espesor nominal así determinado se modifica si fuera preciso para:

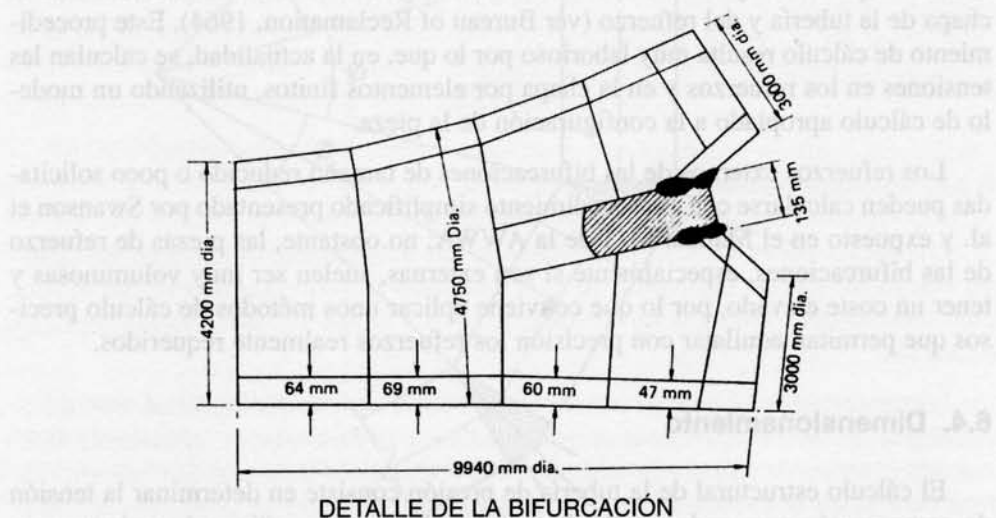
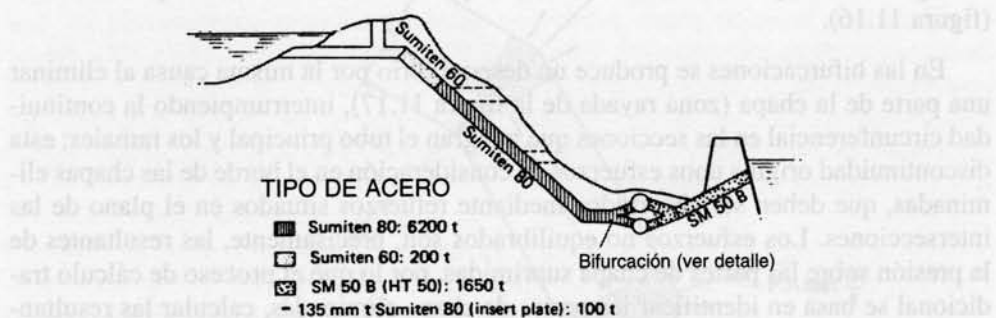
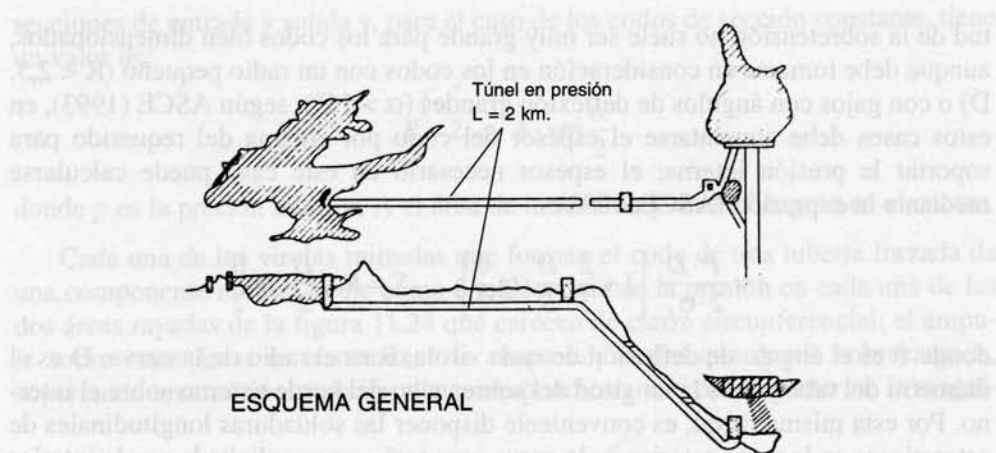


Fig. 11.25

Bifurcación de la tubería en presión de la CR de Bajina Basta. Fuente: Maruyama (1983).

- Añadir un sobreespesor de 1 mm (ó 2 mm en los codos) para compensar los efectos de la corrosión; si la tubería se construye con una protección anticorrosiva correcta y se garantiza un mantenimiento adecuado, se puede prescindir de este sobreespesor,
- Disponer un espesor mínimo que evite deformaciones o estados tensionales inaceptables durante el proceso de fabricación, transporte y montaje; el espesor mínimo se suele estimar por las fórmulas del Bureau of Reclamation o de la Pacific Gas & Electric Co.:

$$e_{\min} \text{ (mm)} = D(\text{mm}) / 400 + 1,27; \quad e_{\min} \text{ (mm)} = D(\text{mm}) / 288$$

Sin embargo, aún con este espesor mínimo, los tubos esbeltos se manipulan con crucetas internas que impidan la ovalización de la sección,

- Incluir el factor S de eficiencia de las soldaduras definido en la normativa utilizada; en la actualidad se tiende a utilizar un factor de eficiencia $S=1$, ya que, en cualquier caso, las soldaduras de las tuberías en presión deben estar debidamente realizadas y controladas,
- Aumentar la rigidez transversal para soportar el vacío total o parcial que pueda producirse en el tubo.

6.5. Control de calidad

Las tuberías forzadas se construyen con un estricto control de calidad que garantice la adecuación del suministro a las especificaciones. Este control se realiza mediante una inspección continua del proceso y mediante toma de muestras y ensayos destructivos y no destructivos, y se extiende a todas las etapas de la fabricación y montaje, incluyendo:

- El suministro de la chapa de acero, en relación con su composición química, tratamiento térmico, características mecánicas (límite elástico, resistencia a la rotura, resiliencia, espesores, acabado superficial, etc). Asimismo, el fabricante debe proporcionar un certificado de garantía con las características del material.
- Fabricación de las virolas en taller, en particular la adecuación de los equipos de fabricación, las tolerancias dimensionales, la cualificación de los soldadores, la calidad de las soldaduras y la instalación de piezas especiales para facilitar el manejo o para la operación (bocas de hombre, tomas de agua, tapones para la inyección, etc.).
- Transporte a obra, especialmente en relación con la prevención contra las deformaciones de la tubería o los daños a la pintura.

- Instalación, en particular en relación con la adecuación de los equipos de trabajo y los medios de ejecución, el control geométrico de la tubería, las piezas especiales como juntas de dilatación, bridas, fondos ciegos, etc., la calidad de las soldaduras y, de ser necesarios, los tratamientos térmicos para eliminar las tensiones residuales.
- Protección anticorrosiva en relación con las condiciones de aplicación, calidad de las pinturas utilizadas, espesor de las capas aplicadas, etc..

Todos estos aspectos están descritos en la normativa a aplicar, tanto la de carácter general como las recomendaciones de la CECT o las normas UNE, EN, DIN, ASME, ISO, etc.), como la específica del proyecto. En particular, es de especial importancia el control de la calidad de las soldaduras en taller y en obra, las cuales deben ser analizadas mediante ultrasonidos (el 100 % de todas las soldaduras), radiografías (al menos el 10 % de las soldaduras, incluyendo todos los cruces) u otros procedimientos especiales.

En la actualidad no se suele realizar una prueba de presión de la tubería instalada, la cual se juzga innecesaria puesto que las solicitaciones están bien definidas, los procedimientos de diseño y cálculo son precisos, el material tiene unas características garantizadas y la fabricación y montaje se realiza con un estricto control de calidad; sólomente se acostumbra a realizar pruebas hidráulicas de presión en las piezas especiales que, como las bifurcaciones, tienen formas complejas difíciles de calcular y construir; es de notar que, en algunos casos, estas piezas están fabricados con chapas de acero de alto límite elástico y con un espesor grande, como por ejemplo, en la bifurcación de Bajina Basta ($H \times D = 3.780 \text{ m}^2$, espesor de 135 mm, figura 11.25), Chaira (espesor de 180 mm) e Imaichi ($H \times D = 4.400 \text{ m}^2$, espesor de 200 mm), todas ellas construídas con acero Sumiten 80 con un límite elástico de 80 kp/cm² (Maruyama, 1983). En consecuencia, la prueba de presión hidráulica de las tuberías forzadas se sustituye por el control de calidad durante el proceso de fabricación y montaje y por la verificación del llenado inicial.

7. PROTECCIÓN ANTICORROSIVA

Las tuberías en presión se protegen contra la corrosión mediante la aplicación de capas de pintura que cubran totalmente las superficies interior y exterior, sin dejar poros o zonas sin proteger. La superficie interior de las conducciones se protege habitualmente con varias capas de epoxi bituminoso resistente a la acción del agua (temperatura, velocidad y agresividad química), mientras que la superficie exterior de las tuberías aéreas se trata con varias manos de pintura de zinc o de epoxi bituminoso y la de las tuberías enterradas se protege con varias capas de fibra de vidrio asfaltada, complementadas con un sistema de protección catódica; la superficie

exterior de los blindajes o tuberías embebidas en hormigón quedan protegidas por el revestimiento de hormigón, por lo que, usualmente, se tratan hasta el momento de su instalación mediante lechada de cemento. Un tratamiento en una tubería de acero exterior puede consistir en:

- Preparación.
 - Chorreado abrasivo hasta material casi blanco (grado 2,5 de la Norma Sueca 055900).
 - Una o dos capas de fondo de colores diferentes con una pintura de fosfocromato de zinc en dos componentes con resina epoxi, con un espesor no inferior a 40 micras por capa,
- Acabado.
 - Superficie exterior: tres capas de pintura bituminosa en dos componentes con base de resina epoxi, con un espesor no inferior a 100 micras por capa.
 - Superficie interior: dos capas de pintura bituminosa de dos componentes con base de epoxi, con un espesor mínimo por capa de 80 micras.

Las capas se aplicarán con colores distintos y su espesor se refiere a pintura seca.

BIBLIOGRAFÍA

- Arthur, H. G., Walker, J. J., New Design criteria for USBR Penstocks, ASCE, Power Division, Enero, 1970.
- ASCE, Pipeline design for water and wastewater, 1975.
- ASCE, Manuals and Reports on Engineering Practice No. 79, Steel Penstocks, 1993.
- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Vol. 2, 1989.
- AWWA M11, Steel Pipe, A Guide for Design and Installation, 1989.
- Baker, E. H., et al., Structural Analysis of Shells, 1972.
- Beck, E. J., Smith F., The Mossyrock Development, WP, Noviembre, 1968.
- Bellometti, U., Condotte Forzate, 1955.
- Bouchayer, R., Tascher, C., La détermination des efforts dans les massifs d'ancrage de conduites forcées, Travaux, Diciembre, 1957.
- Brekke, T. L., Ripley, B. D., Design consideration for concrete encased steel penstocks, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.

- Bryant, R. H., Zhou, Y., A comparison of designs for the reinforcement of a wye branch, WP&DC, Enero, 1992.
- Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 3, Welded Steel Penstocks, 1977.
- Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 7, Friction Factors for large Conduits Flowing Full, 1965.
- Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No 32, Stress Analysis of Wye Branches, 1964.
- CECT, Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydroelectric installations, Enero, 1979.
- Dinia, N., Bischof, R. D., Morocco's largest multipurpose scheme; WP&DC, Junio, 1981.
- Eberhardt, E., An assesment of penstock designs, WP&DC, Junio-Agosto, 1975.
- Eberhardt, E., Penstock Codes-U. S. and Foreign Practice, ASCE, Power Division, Abril, 1966.
- ENEL, Lago d'Arno-S. Fiorano.
- ENSIDESA, Acero para estructuras de edificación, 1990.
- Forster, J. W., Geological problems overcome at Revelstoke, WP&DC, Julio, 1986.
- Gardel, A., Les Pertes de Charge dans les Ecoulements au Travers de Branchements en T, Bulletin Technique de la Suisse Romande, 1957.
- Herz, W., Tuberías a presión, CIDIAT.
- Idelcik, I., Memento des Pertes de Charge.
- Jingyi, T., Dongjiang: a 500 MW hdro plant for Hunan province, WP&DC, Agosto, 1988.
- Makunsi, N., Francou, J, Le barrage de Shongo (République du Zire), TRAVAUX, 1973.
- Martin de la Sierra, J. F., Salto de Valparaíso-Río Tera, Revista de obras públicas, Abril, 1989.
- Maruyama, K., High tensile strength steel for penstocks, WP&DC, Marzo, 1983.
- Mayol, J. M., Tuberías,
- Méndez, M. V., Tuberías de presión en los sistemas de abastecimiento de agua, UC A. Bello, 1995.

- Meystre, N., Un siglo de técnica suiza en conducciones forzadas, Bulletin Escher Wyss, 1979.
- Moore, E. T., Design and Construction of Mossyrock Penstock, ASCE, Power Division, Enero, 1971.
- Mosony, E., Water Power Development, Vol. 2, Hungarian Academy of Sciences, 1965.
- Mühlemann; E. H., Dolder, G., Penstocks and Pressure Shafts for Hydro-Electric Plants, especially in Switzerland, ESCHER WYSS News, 2, 1971.
- Müller, W., Stratmann, H., Pérdidas por rozamiento en tuberías forzadas, Revista Técnica SULZER, 3, 1964.
- MWREP, PRC, Brief introduction of hydroelectric projects, 1985.
- Nishiwaki, Y., Construction of the Tamahara Pumped Storage Power Plant,
- Parmakian, J., Minimum thickness for handling steel pipe, WP&DC, Junio, 1982.
- Pisarenko, G. S., et al, Manual de resistencia de materiales, 1985.
- Roark, R. J., Formulas for Stress and Strain.
- Singhota, J. S., Goyal, M. R., The design of penstock wyes for the Basi hydro station, WP&DC, Junio, 1977.
- Sotelo, G., Hidráulica General.
- Straub, H., La soldadura en tuberías forzadas, Revista Técnica SULZER, 3, 1965.
- Svoiski, F. M., Freishist, A. R., External pressure analysis for embedded steel penstocks, WP&DC, Enero, 1992
- Swamee, P. K., Explicit equations for pipe flow, JHD, ASCE, Mayo, 1976.
- Tâche, J., Déformation circulaire d'un tube cylindrique de révolution, VEVEY, 1944 a 1947.
- Tascher, C., Rey-Jouvin, M., Renforts ordinaires ou précontraints sur tuyaux et conduites forcées, tuyaux frettés et autofrettés, la Huille Blanche, N1 1, 1962.
- Timoshenko, R., Teoría de Placas y Láminas.
- Walsh, J. S., Panama's biggest engineering project since the Canal, Energy International, Septiembre, 1975.

Pozos en presión

1. INTRODUCCIÓN

El pozo en presión es la alternativa subterránea a la tubería en presión exterior para transportar el agua desde el pie de la chimenea de equilibrio o desde el embalse hasta la central; la elección entre una u otra alternativa está condicionada primordialmente por el tipo de central: exterior o subterránea. De hecho, a igualdad de longitud la tubería exterior es siempre más económica que la subterránea blindada, incluso contando en ésta con una importante colaboración de la roca para reducir el espesor del blindaje; la ventaja económica de la alternativa subterránea proviene de la reducción de longitud de la conducción en presión conseguida con la implantación subterránea de la central. Este hecho tiene una incidencia positiva considerable sobre el coste y sobre la capacidad energética del salto y, junto a la reducción de espesor de la chapa (o incluso su eliminación) cosecuencia de la colaboración de la roca, y las evidentes ventajas medioambientales y de seguridad, hacen con frecuencia que la central subterránea sea una alternativa más conveniente que la exterior. En esta situación es obvio que la tubería también debe ser subterránea, al menos en su parte inferior (en algunos casos puede ser interesante instalar la parte superior al aire libre, como en las centrales reversibles de La Coche en Francia, Lago d'Arno en Italia y La Muela en España, representadas en las figuras 12.1, 11.1 y 21.18. Por el contrario, cuando la central es exterior, lo que con frecuencia va ligado a instalaciones de pie de presa o a plantas de capacidad media o baja, suele ser más económica la tubería exterior que la subterránea, ya que en este caso no se puede reducir la longitud; no obstante, esta solución no siempre resulta viable a causa de:

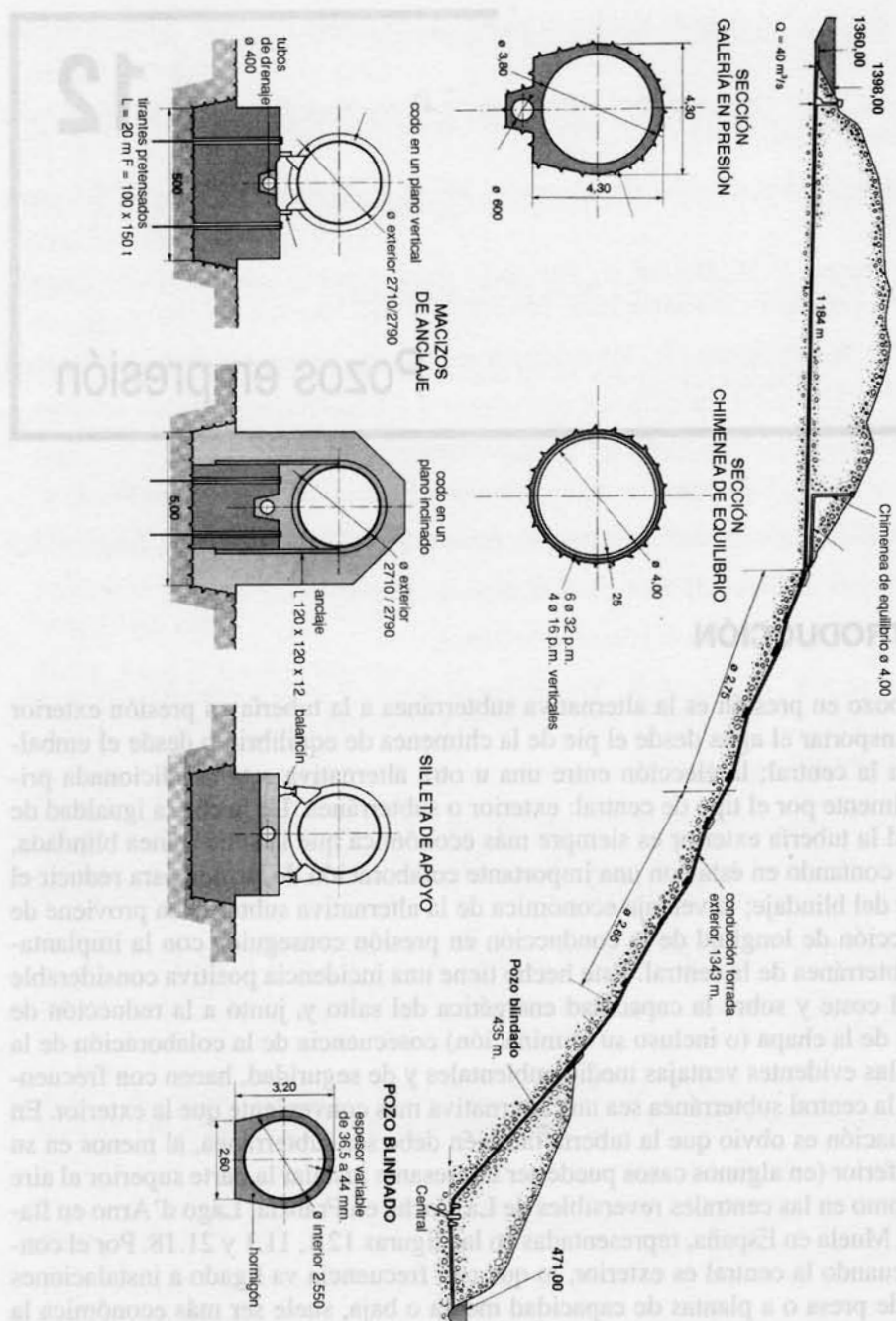


Fig. 12.1

Tubería en presión de la CR de La Coche. Fuente: EDF.

- condiciones geológicas inadecuadas para la instalación de la tubería exterior, como por ejemplo, por la posibilidad de deslizamientos o por dificultades en la cimentación,
- un impacto visual inaceptable, ya que las tuberías exteriores son instalaciones que afectan en forma muy acusada al paisaje,
- un grado de exposición inadmisibles a acciones terroristas o actos de guerra,
- la excesiva longitud de la tubería exterior, que puede imposibilitar el tipo de regulación energética buscada.

En estos casos, así como en los esquemas con central subterránea, la tubería en presión es total o parcialmente subterránea, es decir, una parte o la totalidad de la misma es un pozo vertical o inclinado. Los pozos en presión pueden clasificarse según el tipo de revestimiento que utilizan en:

- sin revestimiento,
- con revestimiento de hormigón para mejorar las condiciones hidráulicas y, en el caso de ir armado, reducir las pérdidas de agua por filtraciones,
- con un blindaje de acero englobado en un revestimiento de hormigón en masa.

En lo que sigue se analizan brevemente los procedimientos constructivos de los pozos en presión, y se describen las características particulares de cada uno de los tipos mencionados.

2. EXCAVACIÓN

2.1. Excavación convencional

La excavación de los pozos o galerías inclinadas puede realizarse, al igual que en el caso de los túneles, con procedimientos convencionales a base de explosivos, con procedimientos mecanizados o con un sistema mixto. En el primer caso la excavación se suele emprender en sentido ascendente con la ayuda de un equipo especial para el transporte de los operarios, de los materiales y del equipo de perforación, y extrayendo los escombros por gravedad; para conseguir esto último se precisa que el pozo tenga una pendiente superior al 100 %, o incluso al 110 % en algunas formaciones rocosas, para garantizar que los escombros desciendan sin problemas. Este procedimiento se ha utilizado en numerosas ocasiones para excavar pozos de más de 2 m de diámetro con pendientes entre 45 y 90° y longitudes que con frecuencia han superado los 500 e incluso los 1000 m. El equipo de excavación más extendido es el Alimak, introducido en 1957 y que, gracias a su flexibilidad y economía, se ha

utilizado con mucha frecuencia en la excavación de pozos verticales o inclinados con una sección mayor que 5 m^2 ; estos equipos están constituidos por una plataforma de trabajo en forma de jaula que se desplaza sobre un carril sujeto a la roca mediante bulones, y las conducciones de agua y aire necesarias para la perforación y ventilación. Con este equipo se puede alcanzar un avance semanal medio de 20-30 m en roca de buena calidad, y longitudes de excavación de más de 1.000 m; en la figura 12.2 se representa un modelo de este tipo de equipo provisto de una perforadora hidráulica y varios dispositivos de protección y seguridad.

Otro procedimiento para excavar pozos verticales de hasta 100 m es el denominado Jaula Jora, que requiere una perforación piloto de 100 mm desde la superficie o desde una galería situada por encima del pozo, por donde se introduce un cable con el que, mediante un cabrestante situado en la parte superior, se suspende la jaula de trabajo, que de esta forma puede desplazarse a lo largo del pozo. Durante la perforación la jaula se sujeta al contorno del pozo mediante brazos telescópicos y durante la voladura y ventilación se baja y desengancha.

En los pozos en presión largos puede resultar conveniente construir una galería de ataque intermedia para reducir el plazo de construcción, como en la central reversible de Ohkawachi (Japón) con cuatro grupos con un salto de 395 m y una potencia instalada de 1280 MW; esta central tiene dos pozos en presión de 6 m de diámetro de excavación, 537 m de longitud y 51° de inclinación, para cuya construcción se perforó una galería auxiliar de 559 m de longitud dividiendo los pozos en dos tramos de 310 y 227 m (figura 12.3). Los pozos se excavaron en sentido ascendente con el equipo Alimak representado en 12.2, excavando inicialmente un

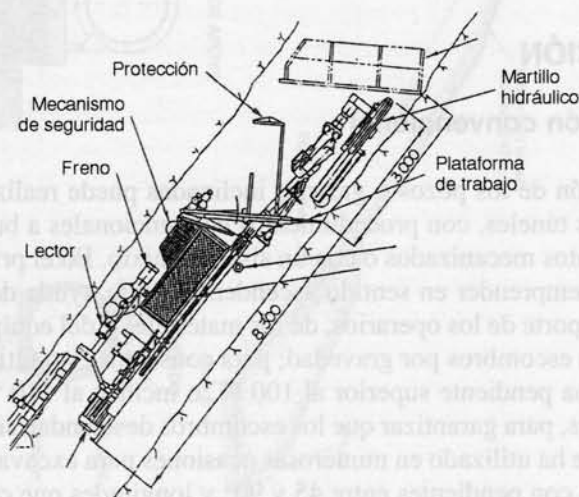


Fig. 12.2

Excavación con Alimak. Fuente: Takashi, 1992.

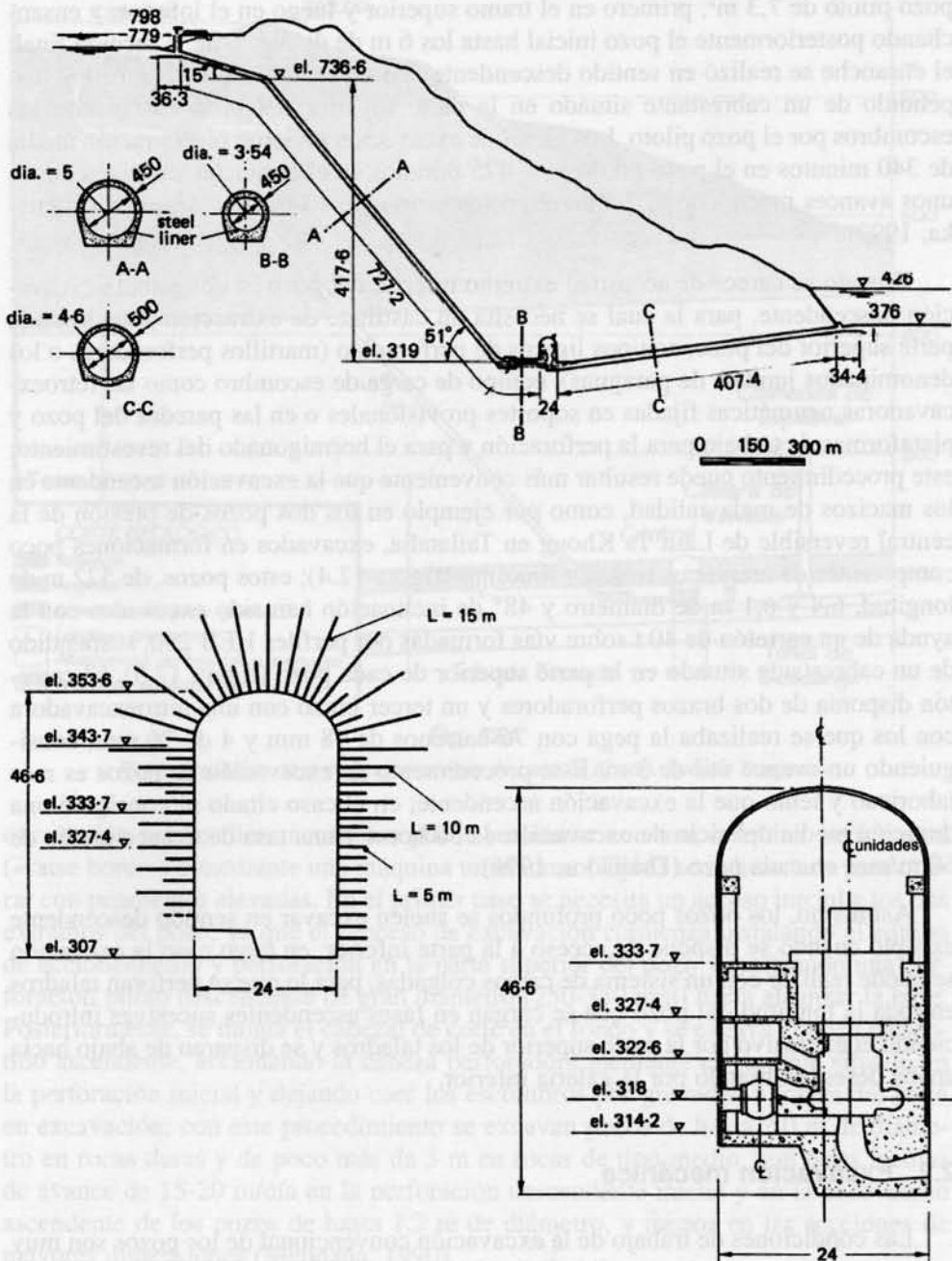


Fig. 12.3

Pozo de presión y central de Ohkawachi. Fuente: Takashi, 1992.

pozo piloto de 7,3 m², primero en el tramo superior y luego en el inferior, y ensanchando posteriormente el pozo inicial hasta los 6 m de diámetro de la sección final; el ensanche se realizó en sentido descendente con un jumbo con dos martillos suspendido de un cabrestante situado en la parte superior del pozo extrayendo los escombros por el pozo piloto. Los ciclos de excavación tuvieron una duración media de 340 minutos en el pozo piloto y de 475 minutos en el ensanche, consiguiéndose unos avances medios de 4,7 m en el primer caso y de 13 m en el segundo (Fukuka, 1992).

Cuando se carece de acceso al extremo inferior del pozo es obligada la excavación descendente, para la cual se necesita un castillete de extracción situado en la parte superior del pozo, equipos ligeros de perforación (martillos perforadores o los denominados jumbos de paraguas), equipo de carga de escombros como las retroexcavadoras neumáticas fijadas en soportes provisionales o en las paredes del pozo y plataformas de trabajo para la perforación y para el hormigonado del revestimiento; este procedimiento puede resultar más conveniente que la excavación ascendente en los macizos de mala calidad, como por ejemplo en los dos pozos de presión de la central reversible de Lam Ta Khong en Tailandia, excavados en formaciones poco competentes de areniscas, lutitas y limolitas (figura 12.4); estos pozos, de 522 m de longitud, 6,4 y 6,1 m de diámetro y 48° de inclinación han sido excavados con la ayuda de un carretón de 40 t sobre vías formadas por perfiles HEB 250, suspendido de un cabrestante situado en la parte superior de cada pozo (figura 12.5). El carretón disponía de dos brazos perforadores y un tercer brazo con una retroexcavadora con los que se realizaba la pega con 76 barrenos de 48 mm y 4 de 76 mm, consiguiendo un avance útil de 3 m. Este procedimiento de excavación de pozos es más laborioso y lento que la excavación ascendente; en el caso citado se consiguió una duración media del ciclo de excavación de 30 horas y una tasa de avance medio de 60 m/mes en cada pozo (Dragados, 1996).

Asimismo, los pozos poco profundos se suelen excavar en sentido descendente excepto cuando se dispone de acceso a la parte inferior, en cuyo caso la excavación se puede realizar con un sistema de cargas colgadas, para lo que se perforan taladros en toda la longitud del pozo que se cargan en fases ascendentes sucesivas introduciendo el explosivo por la parte superior de los taladros y se disparan de abajo hacia arriba desescombrando por la galería inferior.

2.2. Excavación mecánica

Las condiciones de trabajo de la excavación convencional de los pozos son muy penosas, por lo que en la actualidad es más frecuente excavarlos con medios mecánicos o perforar un pozo piloto con medios mecánicos y realizar el ensanchamiento (destroza) hasta la sección completa, mediante procedimientos convencionales. La

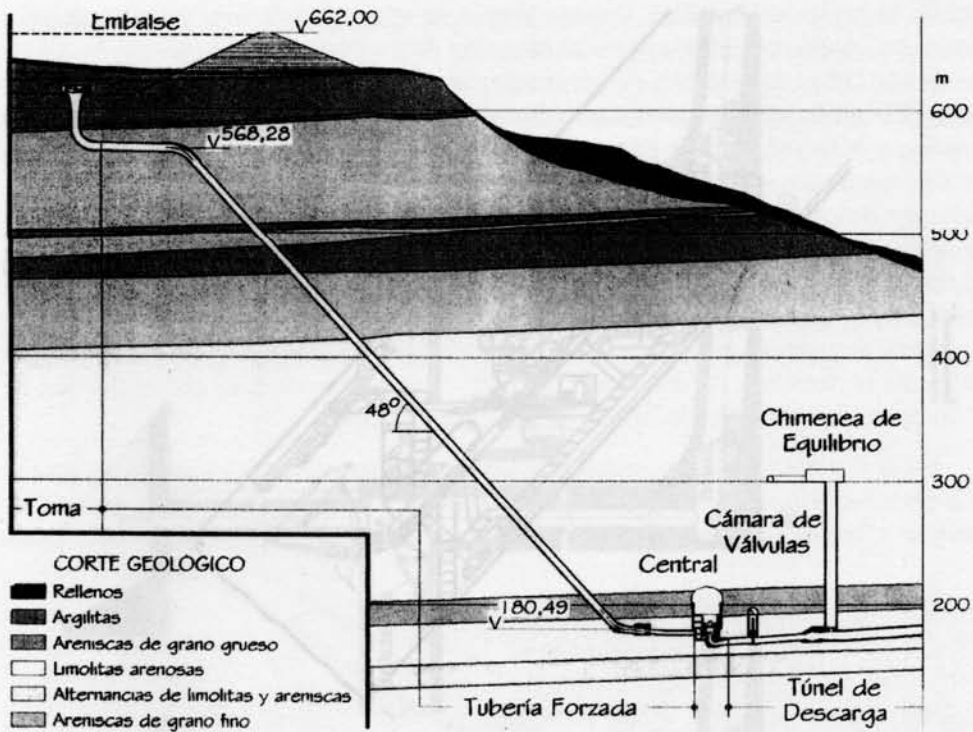


Fig. 12.4

Pozo de presión de la central reversible de Lam Ta Khong. Fuente: Dragados.

excavación por medios mecánicos puede realizarse con una máquina perforadora («raise borer») o mediante una máquina tuneladora (TBM) acondicionada para operar con pendientes elevadas. En el primer caso se necesita un acceso inicial a los dos extremos del pozo, ya que el proceso de excavación comienza instalando el equipo de accionamiento y perforación en la parte superior del pozo y realizando una perforación piloto descendente de gran diámetro (250-350 mm) hasta alcanzar la base. Posteriormente, se monta el cabezal de corte en el fondo y se excava el pozo en sentido ascendente, accionando la cabeza perforadora mediante el varillaje situado en la perforación inicial y dejando caer los escombros por gravedad a través del pozo en excavación; con este procedimiento se excavan pozos de hasta 2,0 m de diámetro en rocas duras y de poco más de 3 m en rocas de tipo medio, con tasas medias de avance de 15-20 m/día en la perforación descendente inicial y en la excavación ascendente de los pozos de hasta 1,2 m de diámetro, y menos en las secciones de mayores dimensiones (Mendaña, 1990).

La excavación de secciones grandes requiere máquinas de gran capacidad y coste elevado, por lo que en los casos en los que se precisa una sección mayor que

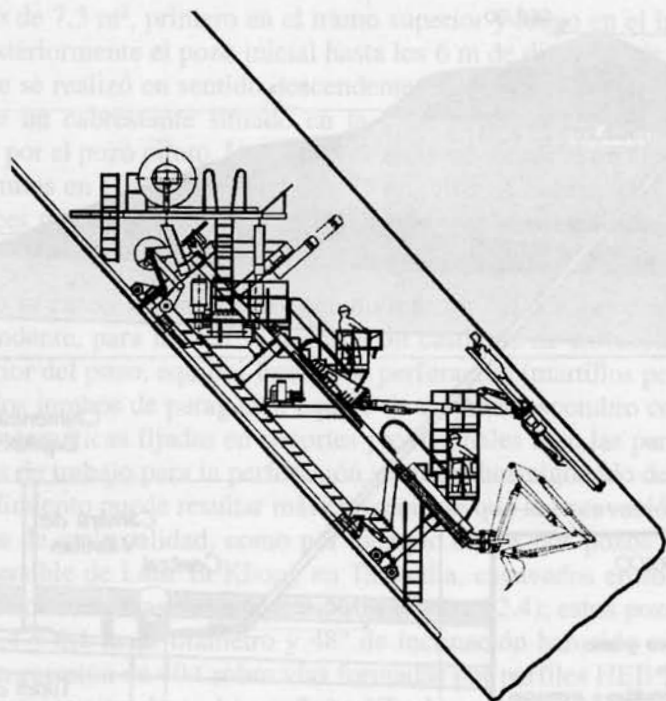


Fig. 12.5

Excavación descendente de un pozo inclinado. Fuente: Dragados.

7 m², es frecuente excavar un pozo piloto inicial con un diámetro reducido y ensancharlo posteriormente en sentido descendente con una segunda pasada de la máquina perforadora o con procedimientos convencionales. Es de notar que este ensanche por medios convencionales tiene un coste unitario mucho más reducido que el de la excavación a sección completa, porque la existencia del pozo piloto simplifica los trabajos de perforación, ventilación y extracción de escombros; asimismo, el pozo piloto permite reducir sustancialmente el consumo de explosivos y facilita el recorte del perímetro mediante precorte o «smooth blasting», lo que evita perturbar la roca y permite obtener una superficie de excavación relativamente lisa. En la figura 12.6 se representa esquemáticamente el proceso de excavación de la chimenea de equilibrio y del pozo en presión de un salto hidroeléctrico, ambos verticales y con el mismo eje, el primero de 6,8 m de diámetro y 81 m de profundidad y el segundo de 5,2 m de diámetro y 156 m de profundidad; en este caso se tiene el acceso intermedio proporcionado por la galería en presión, por lo que la perforación ascendente se ejecuta en dos etapas (I la chimenea y II el pozo en presión) y la destroza hasta alcanzar la sección final se organiza igualmente en dos etapas aunque en orden inverso (III el pozo y IV la chimenea), extrayendo el escombros por gravedad a tra-

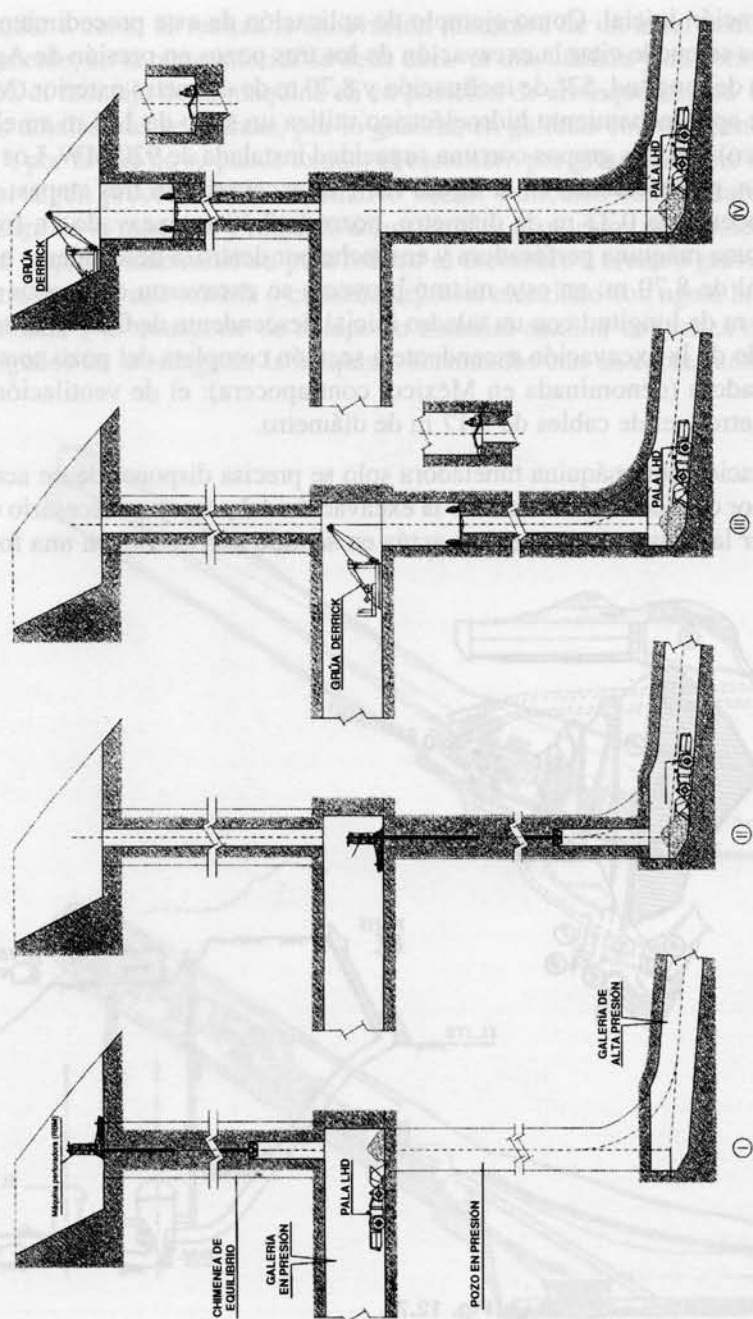


Fig. 12.6

Esquema de las fases de excavación de un pozo.

vés de la perforación inicial. Como ejemplo de aplicación de este procedimiento a pozos inclinados se puede citar la excavación de los tres pozos en presión de Aguamilpa, de 118 m de longitud, 52° de inclinación y 8,70 m de diámetro exterior (Méndez, 1992); este aprovechamiento hidroeléctrico utiliza un salto de 146 m en el río Santiago (México) con tres grupos con una capacidad instalada de 920 MW. Los tres pozos en presión, representados en la figura 12.7, se excavaron en tres etapas: perforación descendente de 0,33 m de diámetro, pozo de 2,40 m excavado en forma ascendente con una máquina perforadora y ensanche por destroza descendente hasta el diámetro final de 8,70 m; en este mismo proyecto se excavaron dos pozos adicionales de 160 m de longitud con un taladro inicial descendente de 0,28-0,33 m de diámetro seguido de la excavación ascendente a sección completa del pozo con una máquina perforadora (denominada en México, contrapocera): el de ventilación de 2,40 m de diámetro y el de cables de 6,17 m de diámetro.

En la excavación con máquina tuneladora solo se precisa disponer de un acceso a la parte superior cuando se ha concluido la excavación del pozo y es necesario desmontar y extraer la máquina, ya que ésta actúa en sentido ascendente en una forma

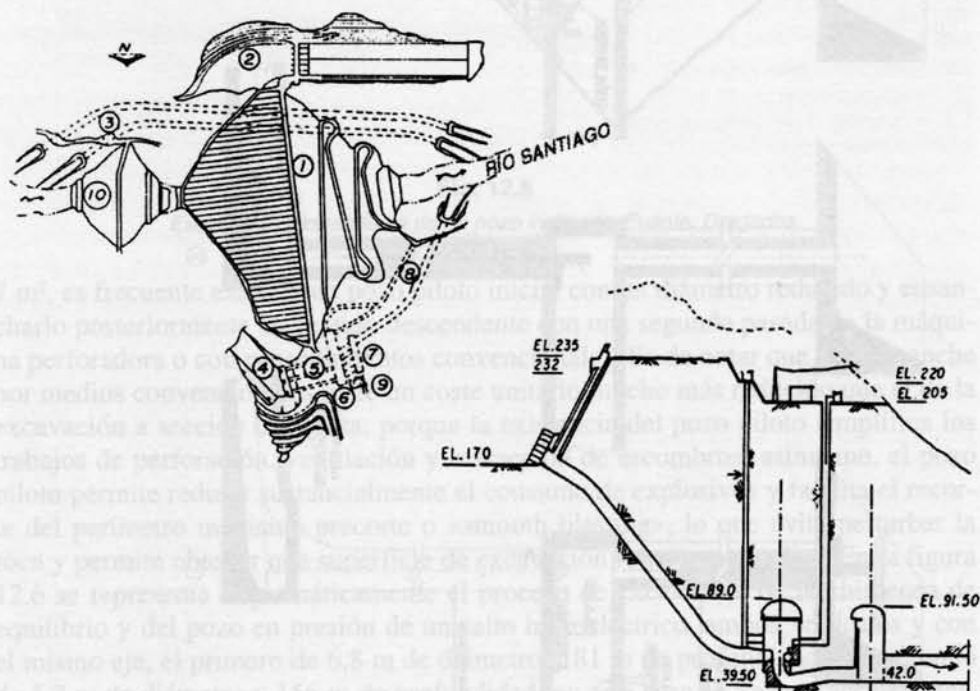


Fig. 12.7

Pozos en presión de la central de Aguamilpa. 1 presa, 2 aliviadero, 3 túneles de desvío, 4 toma, 5 pozos de presión, 6 central, 7 chimenea de equilibrio, 8 túnel de descarga, 9 subestación, 10 ataguía.

Fuente: Méndez, 1992.

similar a como se realiza la excavación mecánica de un túnel convencional; contrariamente, en la parte inferior se debe excavar una cámara y un corto tramo de galería para el montaje de la máquina en su posición de arranque (figura 12.8). Las máquinas tuneladoras se utilizan, por lo general, en galerías con una pendiente menor que 45° , por lo que no se puede extraer el escombros por gravedad, sino que hay que habilitar algún procedimiento alternativo como: vehículos contenedores colgados de la rezaga de la máquina y rodando sobre carriles dispuestos en la solera de la galería, o una pequeña machacadora para reducir el escombros a arena o gravilla, la cual puede extraerse por una tubería o canaleta especial mezclado con agua; la movilización del personal y el transporte de equipos o material auxiliar se realiza mediante vagones colgados de la rezaga de la máquina, accionados con un cabrestante.

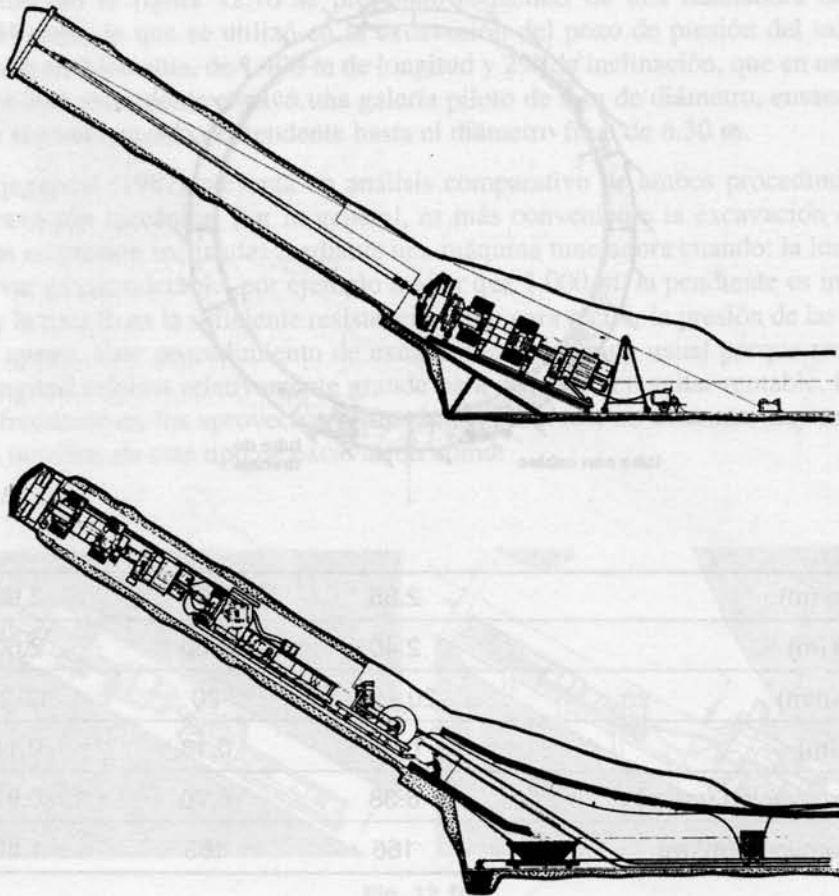
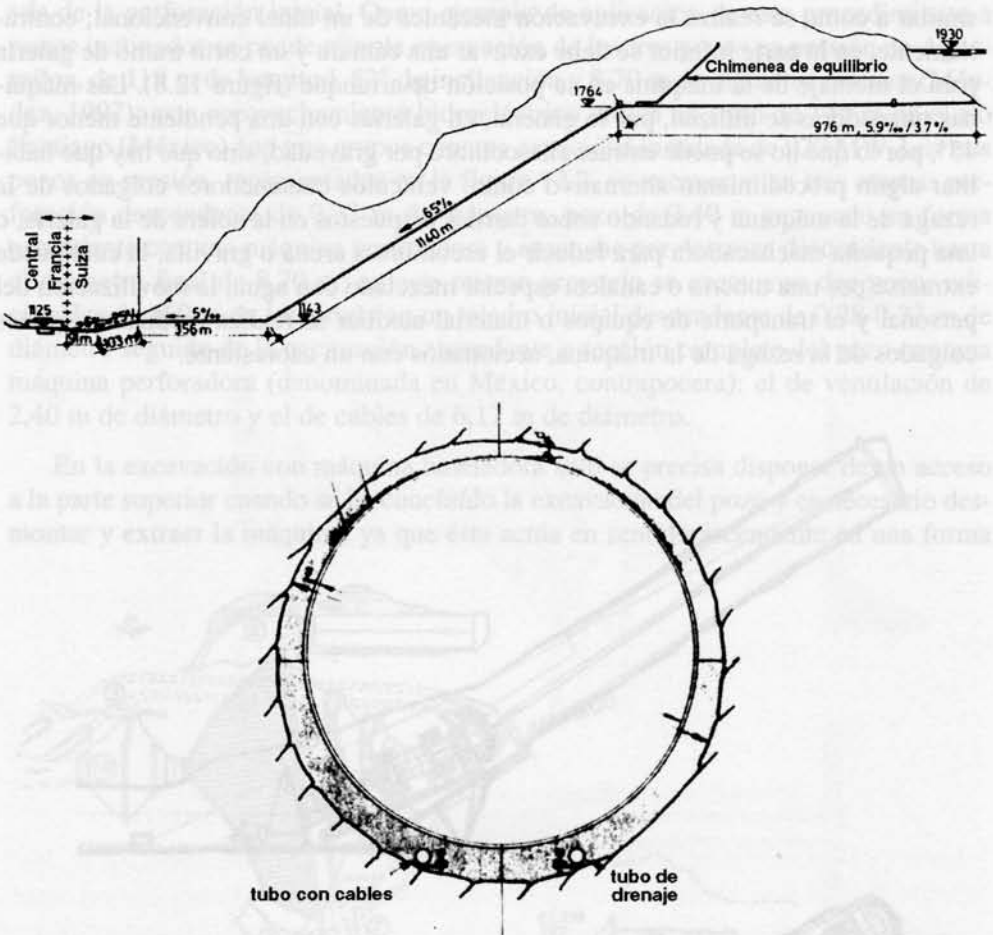


Fig. 12.8

Cámara de montaje. Fuente: EYCOSSA INTERNACIONAL, WIRTH.



De (m)	2.85	2.92	2.98
Di (m)	2.40	2.50	2.60
s (mm)	20 - 26	20	17-20
d (m)	0.14	0.13	0.11
Excavación (m³/m)	6.38	6.70	6.97
Hormigón (m³/m)	166	163	1.50

Fig. 12.9

Pozo en presión de la central de Emonson. Fuente: Aemmer.

Uno de los primeros pozos en presión contruídos con una TBM fué el de la central de Emosson, con una longitud de 1.140 m, una pendiente del 65 % y un diámetro interior de 2,6-2,3, excavado en 11 meses en 1969, en un macizo de granito con una resistencia a compresión mayor que 2.000 kp/cm² (figura 12.9); asimismo, uno de las galerías excavadas con TBM más largas es la del funicular de Kaprun 2, con una longitud de 3.300 m, una pendiente del 53 % y un diámetro de excavación de 3,60 m; esta galería se perforó entre el 13.7.72 y el 3.7.73, poco más de 11 meses, con un rendimiento medio de casi 300 m/mes.

Las máquinas tuneladoras alcanzan longitudes de perforación de más de 2 km con rendimientos medios de 200-300 m por mes y excavan galerías a plena sección de hasta 4 m de diámetro; las secciones mayores se excavan con una segunda pasada en sentido descendente, ensanchando la sección inicial hasta el diámetro final requerido; en la figura 12.10 se presentan esquemas de una tuneladora de tipo WIRTH como la que se utilizó en la excavación del pozo de presión del salto de Hornberg en Alemania, de 1.400 m de longitud y 29° de inclinación, que en una primera pasada ascendente excavó una galería piloto de 3 m de diámetro, ensanchada en una segunda pasada descendente hasta el diámetro final de 6,30 m.

Skjeggedal (1987) presenta un análisis comparativo de ambos procedimientos de excavación mecánica. Por lo general, es más conveniente la excavación de las galerías en presión inclinadas mediante una máquina tuneladora cuando: la longitud a excavar es considerable, por ejemplo mayor que 1.000 m, la pendiente es inferior a 45° y la roca tiene la suficiente resistencia como para recibir la presión de las zapatas de apoyo. Este procedimiento de excavación no es muy usual porque requiere una longitud mínima relativamente grande para que pueda resultar rentable, lo que no es frecuente en los aprovechamientos hidroeléctricos; no obstante, hay realizaciones notables de este tipo de excavación como:

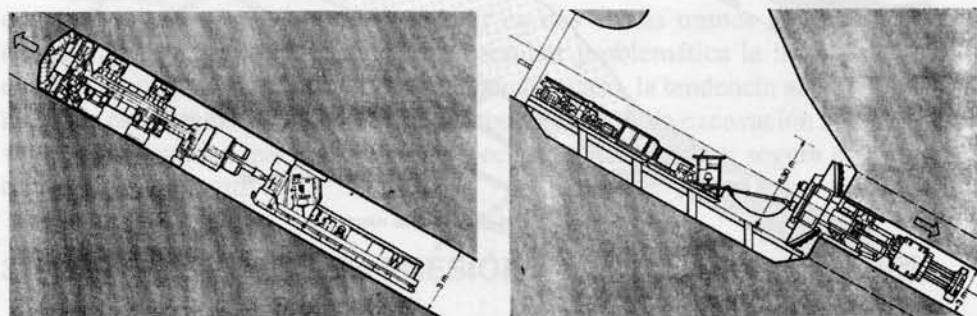


Fig. 12.10

Excavación de la galería en presión de Hombach con una galería piloto de 3,00 m de diámetro (izquierda) y ensanche posterior a 6,30 m. Fuente: EYCOSSA INTERNACIONAL, WIRTH.

- Las galerías de presión de las centrales reversibles de Grand Maison y Super Bissorte (figura 12.11) en Francia, donde se han excavado 5 galerías inclinadas de 3,60 m de diámetro y 8.000 m de longitud total; en la primera de las centrales se excavaron tres galerías en presión y una de drenaje, con una longitud media de 1.370 m y una pendiente del 56 %, mientras que en la segunda se escavó una galería de 2.536 m de longitud y una pendiente del 43-51 %; en ambos casos se construyó una galería de ataque intermedia con la finalidad de reducir el plazo de construcción.
- Las galerías de presión y de cables de la central de Estany Gento-Sallente en España; en esta central reversible se excavaron con una máquina tuneladora dos pozos de presión de 4,2 m de diámetro, 571 m de longitud y 46,3° de inclinación (figura 12.12); esta realización es notable tanto por la elevada

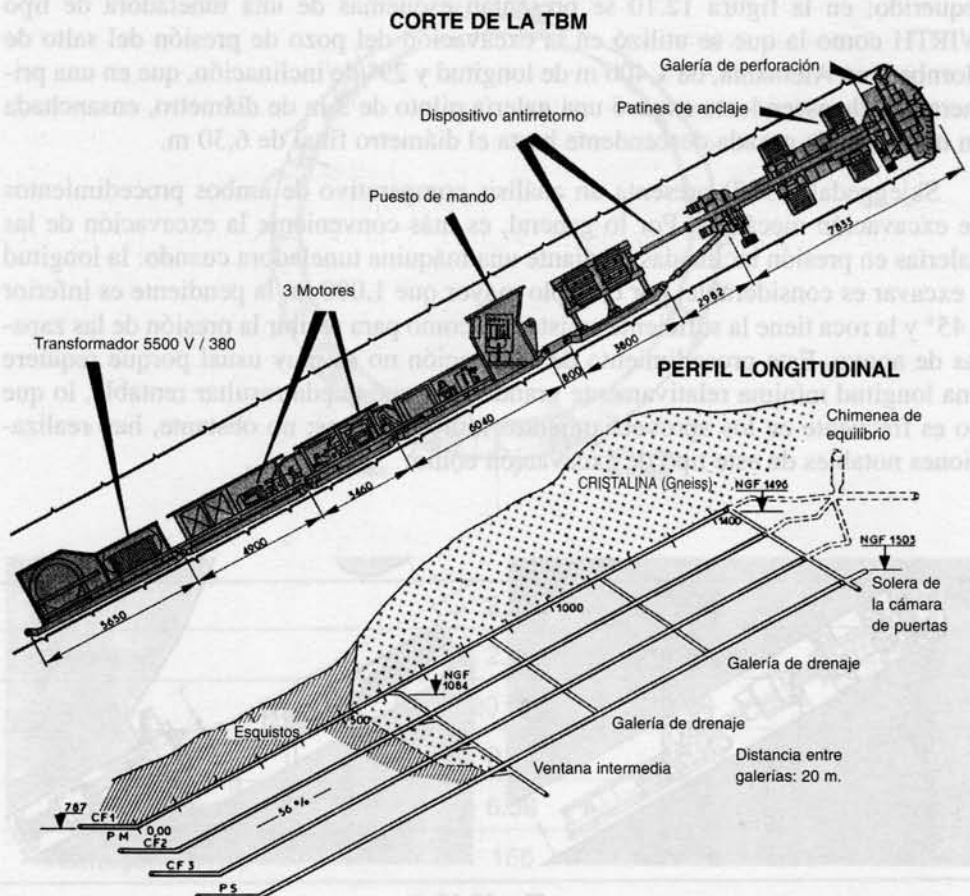


Fig. 12.11

Galerías en presión de Mal Maison. Fuente: EDF.

inclinación de la galería para su excavación con TBM, como por el diámetro de la excavación y por la altura alcanzada en el bombeo del hormigón del revestimiento del trasdós del blindaje (432 m).

- Los pozos en presión de los aprovechamientos de Tjodan y Nyset-Steggje en Noruega, de 3,5-3,2 m de diámetro, 1.250-1.440 m de longitud y 41-43,5° de inclinación; estos pozos, que se dejaron sin revestir, alimentan sendas centrales subterráneas equipadas con una TP de 110-100 MW.

Las máquinas perforadoras son equipos mucho más económicos y fáciles de transportar e instalar que las tuneladoras, por lo que se pueden utilizar en longitudes más cortas, siempre que el pozo a excavar tenga una pendiente superior a 45° para que los productos de la excavación descendan por gravedad. La utilización más frecuente de estos equipos es en la excavación a sección completa si el pozo es pequeño o de un pozo de avance si es grande, de todo tipo de pozos o galerías inclinadas o verticales: en presión, de cables, de compuertas, de ventilación, de acceso o de la chimenea de equilibrio; según se ha mencionado, el ensanche del pozo inicial excavando un anillo por métodos convencionales puede realizarse con un coste unitario más reducido y utilizando un precorte perimetral para no perturbar la integridad del macizo rocoso. Este procedimiento de excavación se ha utilizado con mucha frecuencia; su alcance suele limitarse a 200-300 m dependiendo de la resistencia de la roca por lo que, para excavar pozos o galerías de mayor longitud es necesario establecer un ataque intermedio y dividir el tramo en dos partes.

Un problema típico de la excavación mecanizada con máquinas perforadoras («raise borers»), es la desviación del conducto excavado con relación a la alineación correcta, provocada por las irregularidades del terreno y las dificultades de la excavación; por ello, se deben extremar las medidas de control para conseguir desviaciones inferiores al 1 % en los pozos verticales y al 2 % en los inclinados, especialmente si hay diaclasas o fracturas de consideración. Esta limitación puede obligar a construir accesos intermedios y a dividir en dos o más tramos la longitud total a excavar ya que, de lo contrario, puede resultar problemática la instalación de los equipos mecánicos o los blindajes. En cualquier caso, la tendencia actual señala una marcada preferencia por los procedimientos mecánicos de excavación sobre los convencionales, puesto que permiten una ejecución más rápida y segura con un coste económico competitivo.

3. TIPOS DE POZOS EN PRESIÓN

3.1. Pozos sin revestimiento

En los últimos años se han construido numerosos aprovechamientos hidroeléctricos con pozos en presión sin ningún tipo de revestimiento, confiando en las con-

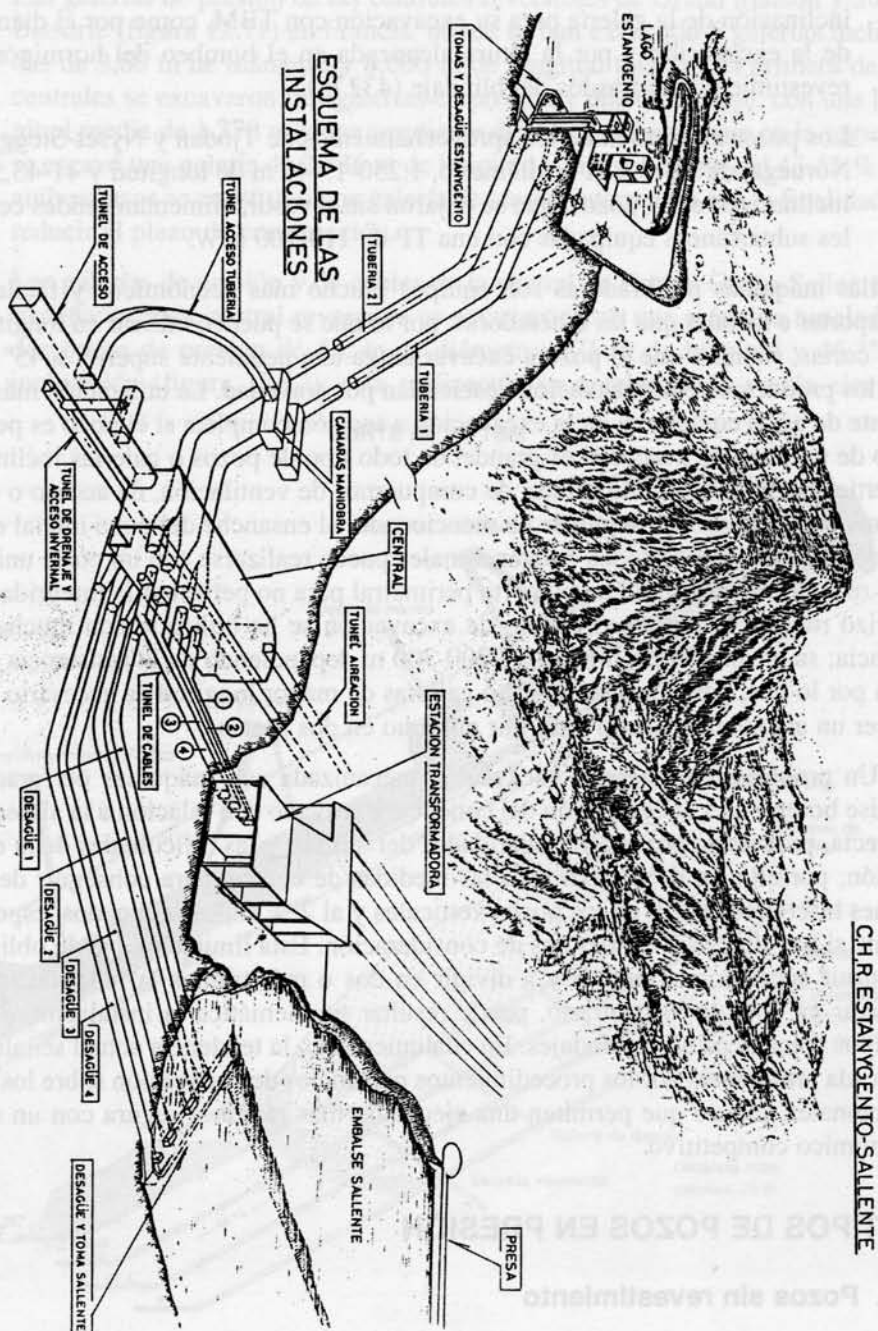


Fig. 12.12

Pozos en presión de la central reversible de Estany Gento Sallente.

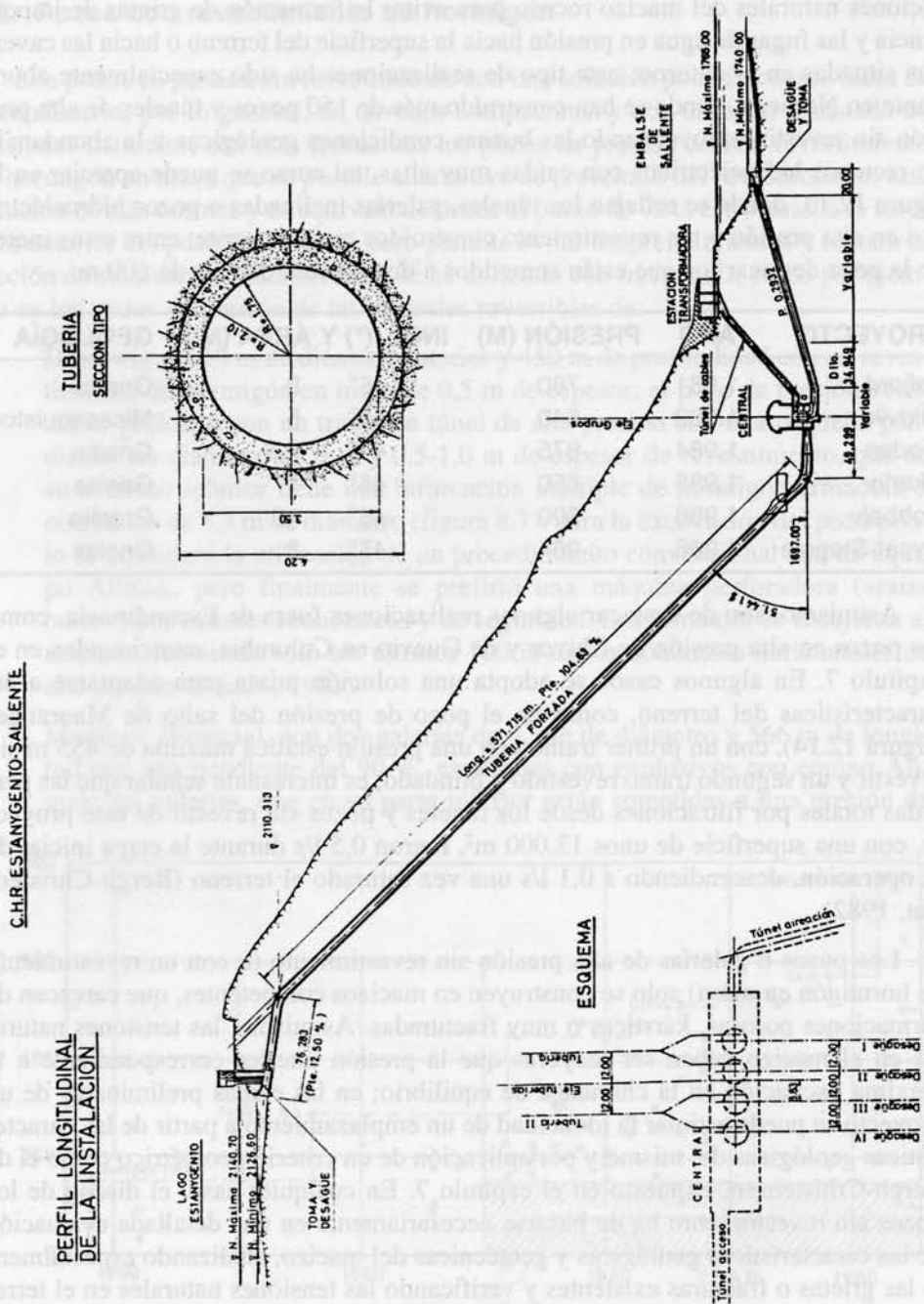


Fig. 12.12

Pozos en presión de la central reversible de Estany Gento Sallente.

diciones naturales del macizo rocoso para evitar la formación de grietas de importancia y las fugas de agua en presión hacia la superficie del terreno o hacia las cavernas situadas en el entorno; este tipo de realizaciones ha sido especialmente abundante en Noruega, donde se han construido más de 150 pozos y túneles de alta presión sin revestir, aprovechando las buenas condiciones geológicas y la abundancia de recursos hidroeléctricos con caídas muy altas, tal como se puede apreciar en la figura 12.13, donde se reflejan los túneles, galerías inclinadas o pozos hidroeléctricos en alta presión y sin revestimiento construidos recientemente; entre estos merece la pena destacar los que están sometidos a una presión de más de 600 m.

PROYECTO	AÑO	PRESIÓN (M)	INCL. (°) Y ÁREA (M ²)	GEOLOGÍA
Tafjord	1.981	780	45° 8	Gneiss
Sildvik	1.982	640	45° 5	Micaesquistos
Tjodan	1.984	875	41° 7,5	Gneiss
Skarje	1.985	650	45° 17	Gneiss
Kobbelv	1.986	600	45° 40	Granito
Nyset-Steggje	1.986	964	45° 8	Gneiss

Asimismo, son de destacar algunas realizaciones fuera de Escandinavia, como los pozos en alta presión de Chivor y de Guavio en Colombia, mencionados en el capítulo 7. En algunos casos se adopta una solución mixta para adaptarse a las características del terreno, como en el pozo de presión del salto de Mauranger (figura 12.14), con un primer tramo con una presión estática máxima de 455 m sin revestir y un segundo tramo revestido y blindado; es interesante señalar que las pérdidas totales por filtraciones desde los túneles y pozos sin revestir de este proyecto, con una superficie de unos 13.000 m², fueron 0,5 l/s durante la etapa inicial de la operación, descendiendo a 0,1 l/s una vez saturado el terreno (Bergh-Christensen, 1982).

Los pozos o galerías de alta presión sin revestimiento (o con un revestimiento de hormigón en masa) solo se construyen en macizos competentes, que carezcan de formaciones porosas, kársticas o muy fracturadas. Asimismo, las tensiones naturales en el macizo deben ser mayores que la presión interior correspondiente a la máxima oscilación en la chimenea de equilibrio; en las etapas preliminares de un proyecto se puede estimar la idoneidad de un emplazamiento a partir de las características geológicas del mismo y por aplicación de un criterio geométrico como el de Bergh-Christensen, expuesto en el capítulo 7. En cualquier caso, el diseño de los pozos sin revestimiento ha de basarse necesariamente en una detallada evaluación de las características geológicas y geotécnicas del macizo, analizando especialmente las grietas o fracturas existentes y verificando las tensiones naturales en el terreno mediante la realización de pruebas de rotura hidráulica o de medición directa del estado tensional.

3.2. Pozos con revestimiento de hormigón

Los pozos en presión sin revestimiento son una solución poco frecuente fuera de Escandinavia; por lo general, en terrenos competentes y con un nivel adecuado de tensiones naturales, son más frecuentes los pozos en presión con un revestimiento de hormigón en masa que su posible alternativa de prescindir del revestimiento; esta solución es más costosa y es equivalente desde el punto de vista estructural a la solución anterior del pozo sin revestir, pero permite evitar desprendimientos y reducir la sección de excavación. Esta solución se ha utilizado con frecuencia, como por ejemplo en los pozos en presión de las centrales reversibles de:

- Dinorwig, de 10 m de diámetro interior y 450 m de profundidad con un revestimiento de hormigón en masa de 0,5 m de espesor; el pozo de presión vertical se prolonga con un tramo de túnel de alta presión con una pequeña pendiente, un diámetro de 9 m y 0,5-1,0 m de espesor de revestimiento, que en su extremo inferior tiene una bifurcación múltiple de hormigón armado a 5 conductos de 3,3 m de diámetro (figura 8.7); para la excavación del pozo piloto se consideró la utilización de un procedimiento convencional con un equipo Alimak, pero finalmente se prefirió una máquina perforadora («raise borer») por razones económicas y de seguridad. Los blindajes se redujeron al mínimo, cubriendo sólo los últimos 100 m de los conductos horizontales de alta presión (Baines, 1983).
- Montezic (Francia), con dos galerías de 5,3 m de diámetro y 566 m de longitud con una pendiente del 90 %, excavadas con explosivos con equipo Alimak; las galerías, que en su parte inferior están sometidas a una presión de

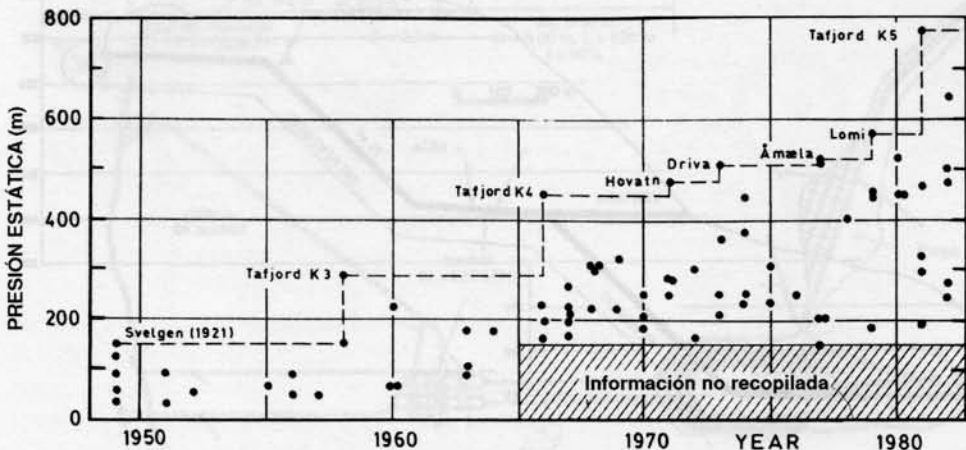


Fig. 12.13

Túneles de alta presión. Fuente: Berdal (1987).

550 m, tienen un revestimiento de hormigón en masa de 0,40-0,75 m de espesor (figura 12.15). Cada galería inclinada se prolonga con un corto túnel horizontal en cuyo extremo inferior se bifurca a dos conductos de 3,8 m de diámetro, con un revestimiento de hormigón armado. Sólo los últimos 100 m de los cuatro conductos de alta presión están blindados (Bargeret, 1983)

- Bath County, Rocky Mountain y Racoon Mountain (EUA), la primera con tres pozos de 8,7 m de diámetro y una presión de servicio de 380 m, la segunda con un pozo de 173 m de profundidad y 10,7 m de diámetro y la última con un pozo de 275 m de profundidad y 10,6 m de diámetro; los pozos de los tres esquemas son verticales, tienen un revestimiento de hormigón en masa y se prolongan con galerías forzadas horizontales con el mismo tipo de revesti-

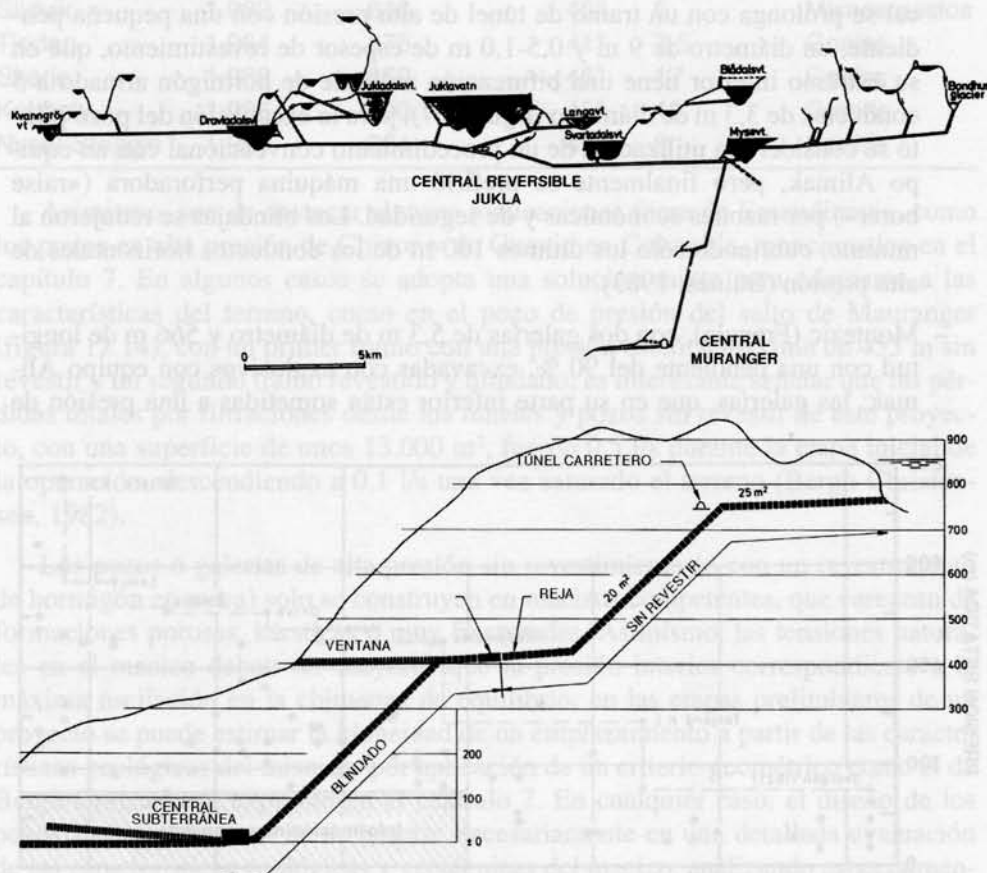


Fig. 12.14

Esquema del aprovechamiento de Jukla-Maurenger y pozo en presión de la central de Maurenger.
Fuente: Bergh-Christensen (1982).

miento hasta un punto en el que la cobertura vertical desciende por debajo del 50 % de la presión interna; las tres centrales son exteriores con una potencia instalada de 2.121, 850 y 1.530 MW, respectivamente. Los tres pozos de la central de Bath County se bifurcan en seis conductos de 5,50 m que alimentan las seis turbinas de 210 MW (figura 12.16); se debe mencionar que durante las pruebas del conducto n° 1 se produjeron filtraciones de 480 l/s, probablemente porque la tensión horizontal natural del terreno era insuficiente, del orden del 80 % de la presión interior; estas filtraciones elevaron el nivel freático, provocando el colapso de un tramo de blindaje de 14 m de longitud en el ramal de 5,50 m del conducto n° 3, que todavía estaba vacío. El problema fué corregido mediante inyecciones de consolidación, drenaje de la parte inferior de la conducción mediante perforaciones y galerías de drenaje, y con una extensa red de auscultación y control de las presiones y las deformaciones del macizo (Wong, 1993).

Los pozos en presión con revestimiento de hormigón en masa son más frecuentes en los aprovechamientos con saltos menores que los anteriormente mencionados, entre los que se puede encontrar también realizaciones notables como los pozos en

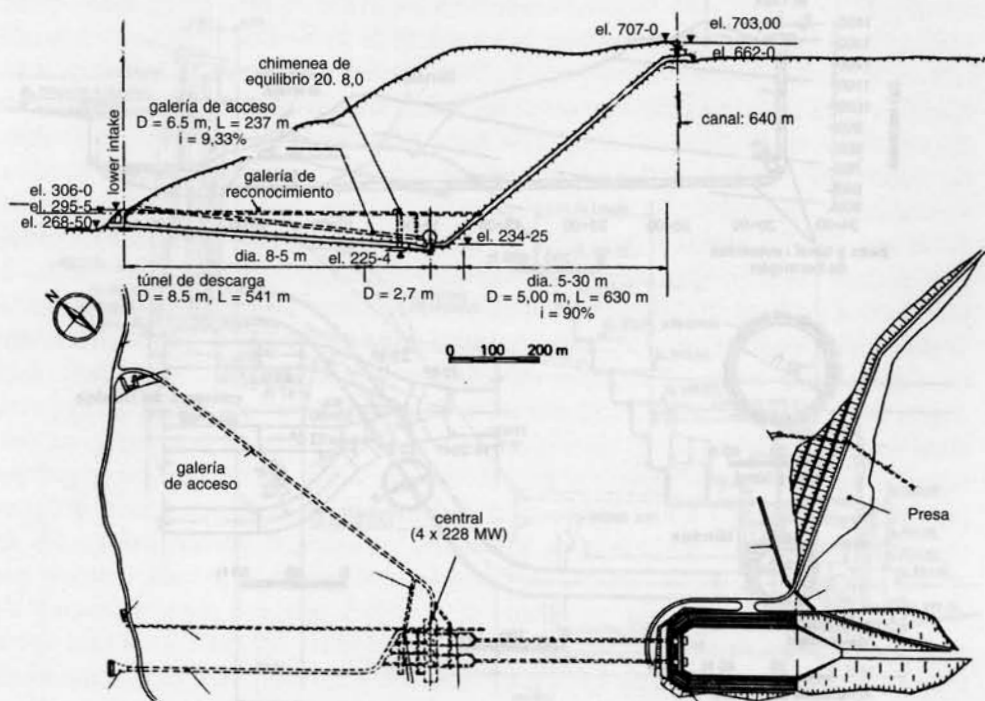


Fig. 12.15

Pozo en presión de la central reversible de Montezic. Fuente: Bergeret (1983).

presión de las centrales de Foz do Areia e Itá en Brasil, representados en las figuras 12.17 y 19.15. Las tomas y las conducciones en presión de estas dos centrales tienen un diseño similar, con un profundo canal de aproximación, seis pozos inclinados de 8 m de diámetro interior seguidos de un túnel horizontal de alta presión, con una presión estática máxima de 176 m en el primer caso y de 120 m en el segundo; tanto los pozos inclinados como los túneles de alta presión horizontales están revestidos de hormigón en masa con excepción del tramo final de unos 50 m de longitud que tiene un blindaje de acero. Asimismo, en ambos casos se ha previsto un sistema de drenaje del macizo rocoso mediante galerías y pantallas de drenaje para controlar las subpresiones, y unas profundas excavaciones en el emplazamiento de la central y canal de descarga para acortar la longitud de las conducciones en presión.

El revestimiento de hormigón de los pozos verticales se construye con una tasa de rendimiento elevada mediante enofrados deslizantes; la construcción del revestimiento de hormigón de los pozos inclinados es más laborioso, razón por la cual en los pozos largos se suele preferir la primera solución.

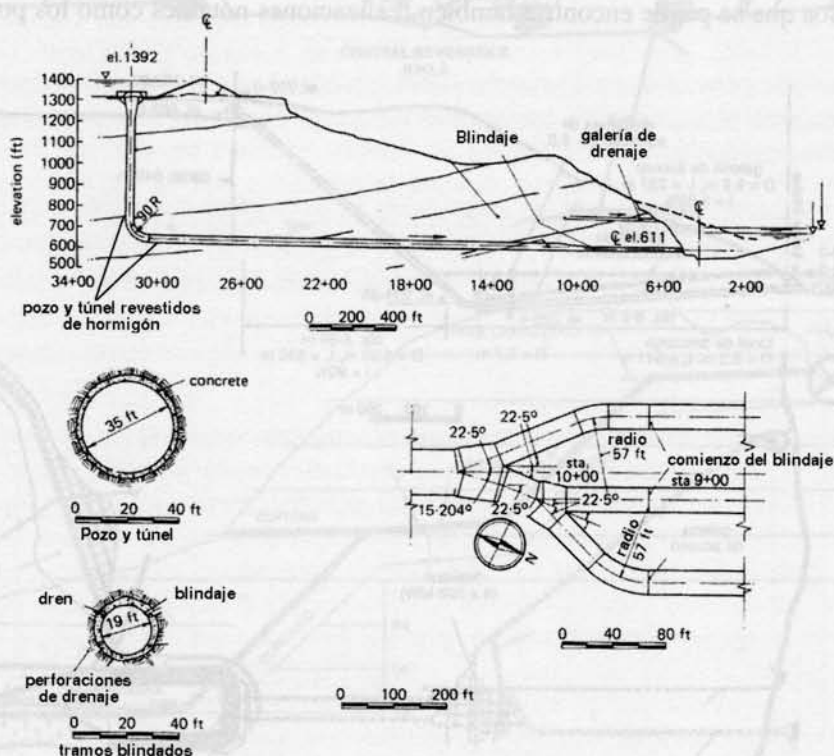


Fig. 12.16

Pozo en presión de la central de Rocky Mountain. Fuente: Murphy (1991).

El revestimiento de hormigón armado de los pozos de alta presión es menos frecuente, salvo en los pozos con una presión interna reducida o como refuerzo local en algunos tramos de pozo sin revestir o con un revestimiento de hormigón no armado. Por lo general, en los aprovechamientos con salto medio o alto que precisen un revestimiento reforzado con acero para soportar la presión interna y garantizar la estanqueidad, es preferible instalar un blindaje continuo a un revestimiento de hormigón fuertemente armado. No obstante, en algunos casos el macizo rocoso tiene unas condiciones adecuadas para soportar las presiones internas, pero se desconfía de que no se produzcan desprendimientos o una rotura hidráulica en alguna zona debilitada; en esta situación resulta de interés un revestimiento de hormigón armado que, aunque no es impermeable, sí reduce sustancialmente la amplitud de las fisuras longitudinales y controla la formación de las transversales, lo que recorta significativamente el caudal de agua que se puede escapar a través del revestimiento. En realidad, según se vió en el capítulo 7, la presencia de las armaduras no reduce la amplitud total de las fisuras, que solo depende del módulo de elasticidad y de la diferencia entre la presión interna y externa, sino que aumenta su número reduciendo su anchura media y, como consecuencia, el caudal de filtración. Por ello, los pozos con revestimiento de hormigón en masa son equivalentes desde los puntos de

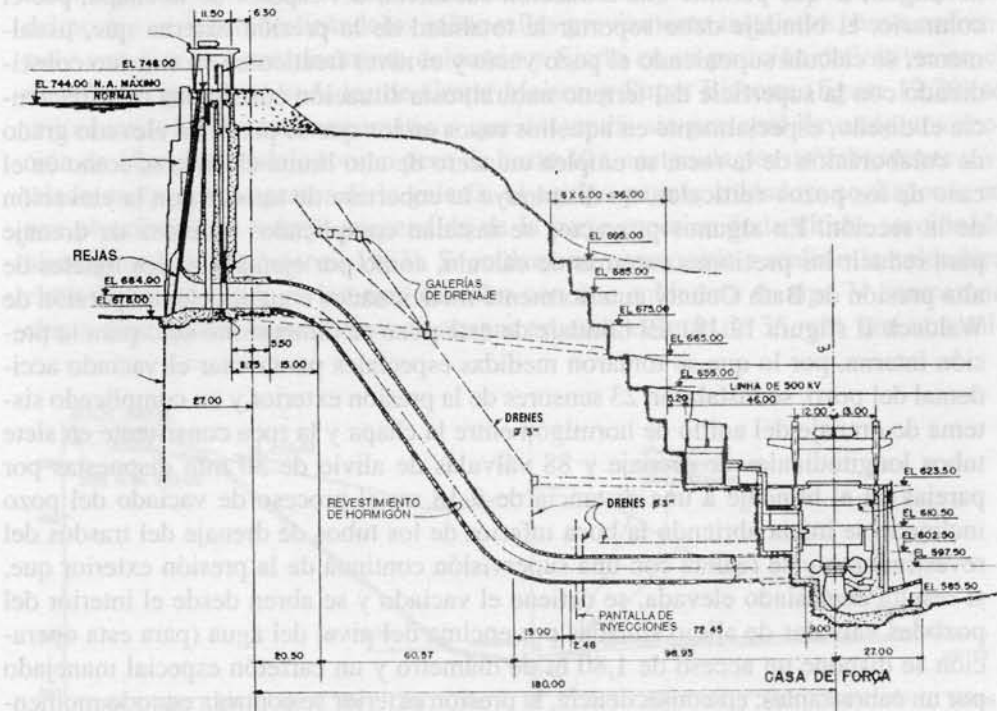


Fig. 12.17

Conductos de toma de Foz do Areia. Fuente: Maurer.

vista estructural y de permeabilidad a los pozos sin revestir; el revestimiento en este caso solo sirve para mejorar la rugosidad y evitar desprendimientos o la acción erosiva del agua.

Menos frecuente es la utilización de revestimientos de hormigón pretensado mediante cables de acero de alto límite elástico o inyecciones de alta presión. Como ejemplo del primero se puede citar la central de Drakensberg con dos pozos de 5,5 m de diámetro y una presión máxima de 430 m (Back, 1990).

3.3 Pozos blindados

El procedimiento más extendido, y también más seguro y costoso, para soportar las presiones internas y garantizar la estanqueidad de los pozos en presión es el de instalar un blindaje de acero embebido en un anillo de hormigón en masa que rellena el espacio entre el perímetro de la excavación y la superficie exterior de la chapa. Estos blindajes soportan tanto la presión interna cuando el conducto está lleno como la presión externa originada por un nivel freático elevado cuando está vacío. Por lo general, una parte de la presión interna se transmite a la roca a través del anillo de hormigón, lo que permite una reducción sustancial del espesor de la chapa; por el contrario, el blindaje debe soportar la totalidad de la presión externa que, usualmente, se calcula suponiendo el pozo vacío y el nivel freático en su entorno coincidiendo con la superficie del terreno natural; esta situación condiciona con frecuencia el diseño, especialmente en aquellos casos en los que se prevé un elevado grado de colaboración de la roca, se emplea un acero de alto límite elástico o, como en el caso de los pozos verticales, no disminuye la cobertura de terreno con la elevación de la sección. En algunos proyectos se instalan complicados sistemas de drenaje para reducir las presiones externas de cálculo, como por ejemplo en los túneles de alta presión de Bath County anteriormente mencionados o en el pozo en presión de Waldeck II (figura 12.18). El blindaje de este pozo se dimensionó solo para la presión interna, por lo que se tomaron medidas especiales para evitar el vaciado accidental del pozo, se instalaron 23 sensores de la presión exterior y un complicado sistema de drenaje del anillo de hormigón entre la chapa y la roca consistente en siete tubos longitudinales de drenaje y 88 válvulas de alivio de 30 mm dispuestas por parejas en el blindaje a una distancia de 9-18 m; el proceso de vaciado del pozo inclinado se inicia abriendo la boca inferior de los tubos de drenaje del trasdós del revestimiento y se realiza con una supervisión continua de la presión exterior que, si resulta demasiado elevada, se detiene el vaciado y se abren desde el interior del pozo las válvulas de alivio situadas por encima del nivel del agua (para esta operación se dispone un acceso de 1,80 m de diámetro y un carretón especial manejado por un cabrestante); en consecuencia, la presión exterior se controla en todo momento y se evita que alcance niveles peligrosos para la estabilidad del blindaje (Poehlmann, 1974).

A menos de tomar medidas de seguridad tan elaboradas como las del caso anteriormente mencionado no se suele confiar plenamente en la efectividad del drenaje, por lo que el blindaje de los pozos se dimensiona para soportar la máxima presión exterior que se pueda formar cuando el pozo está vacío que, por lo general, se supone corresponde a la presión de las inyecciones de consolidación o de contacto o a un nivel freático en coincidencia con el terreno natural o, si es del caso, el controlado por un sistema de drenaje de efectividad garantizada; por ello, con frecuencia es necesario incrementar la rigidez del blindaje aumentando su espesor o instalando anillos circunferenciales soldados a la periferia de la chapa.

Usualmente, el espesor del revestimiento de hormigón es de 0,30-0,40 m cuando el blindaje se instala con chapas de respaldo (figura 12.19) que permiten realizar las soldaduras circunferenciales entre virolas exclusivamente desde el interior; en caso contrario es necesario soldar también desde el exterior del blindaje, para lo que se necesita un espacio entre éste y la roca no inferior a 0,60 m. El proceso de instalación del blindaje es complicado a causa de las dificultades de transporte y del poco espacio disponible (el espacio anular entre la chapa y la excavación es, con frecuencia, menor que 30 cm); usualmente, los tramos de blindaje fabricados en el taller a pie de obra o en el del suministrador se transportan hasta la parte superior del pozo y se bajan deslizándolos sobre raíles previamente instalados, hasta enfrentarlo con el tramo anteriormente colocado y fijarlo en su posición definitiva; en el caso de las galerías blindadas de Grand Maison y Super Bissorte (figura 12.20) se utilizó un vehículo sobre neumáticos que descendía sin personal llevando una sección de 12 m de blindaje con un peso de hasta 40 t, sostenida por un cabrestante instalado en la parte superior de la galería; el equipo para la soldadura se disponía en una plataforma de trabajo suspendida de la parte superior de la última sección de blindaje colocada (Casacci, 1983). Seguidamente se procede a realizar la soldadura circunferencial desde el interior del tubo con una soldadura de tipo V contra una chapa de respaldo o, en el caso de chapas gruesas, de más de 35 mm, con una sol-

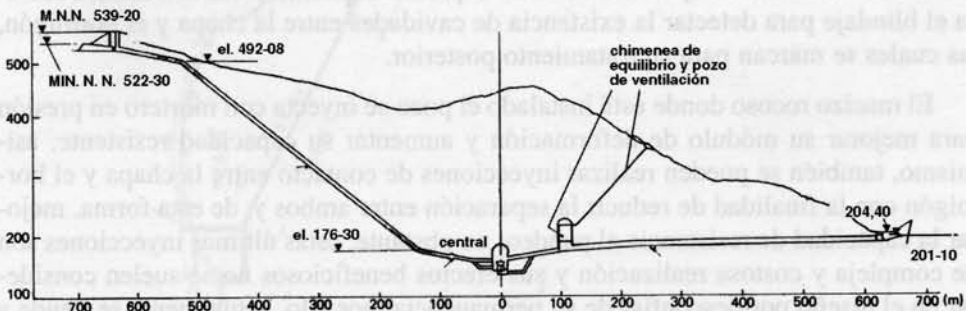


Fig. 12.18

Pozo en presión de la CR de Waldeck II. Fuente: Poehlmann, 1974.

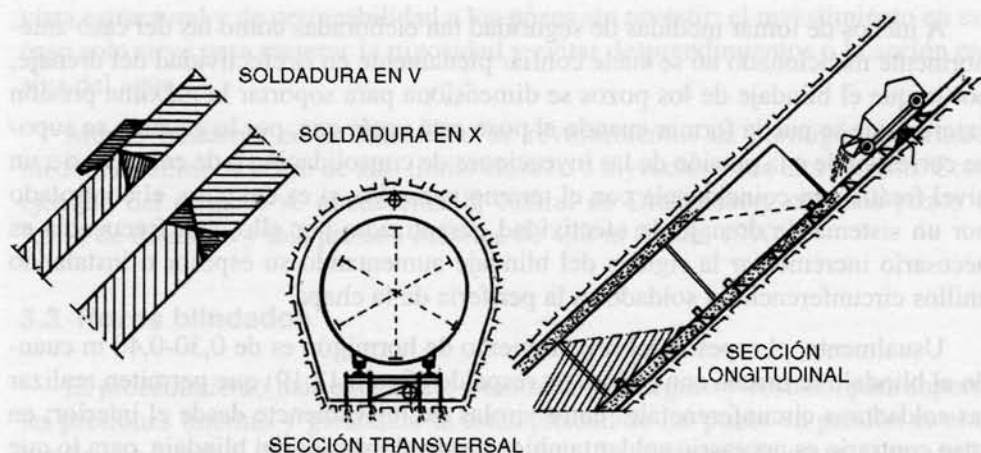


Fig. 12.19

Soldadura de los blindajes.

dadura de tipo X (figura 12.19), para lo que también se necesita soldar desde el exterior. Posteriormente, se hormigona el espacio anular entre la chapa y la excavación; el hormigonado suele hacerse mediante bombeo, como en el caso de los pozos de Estany Gento-Sallente, donde se llegó a alcanzar una altura de bombeo de más de 400 m, o transportando el hormigón con un vehículo accionado con un cabrestante situado en la parte inferior de la plataforma de trabajo, como en los casos de Grand Maison y Super Bissorte, anteriormente mencionados. Por el contrario, los dos pozos en presión de la central El Toro, en Chile, de 3,60 m de diámetro y 1.069 m de longitud con una pendiente longitudinal del 52 % (figura 12.21), se hormigonaron utilizando un hormigón fluidificado que se transportó mediante una canaleta adosada al fondo de la excavación (H. Zabaleta, 1976). Después del hormigonado y cuando se alcanza la temperatura máxima (aproximadamente a los dos días), se revisa el blindaje para detectar la existencia de cavidades entre la chapa y el hormigón, las cuales se marcan para su tratamiento posterior.

El macizo rocoso donde está instalado el pozo se inyecta con mortero en presión para mejorar su módulo de deformación y aumentar su capacidad resistente; asimismo, también se pueden realizar inyecciones de contacto entre la chapa y el hormigón con la finalidad de reducir la separación entre ambos y, de esta forma, mejorar la capacidad de resistencia al pandeo; no obstante, estas últimas inyecciones son de compleja y costosa realización y sus efectos beneficiosos no se suelen considerar en el diseño por desconfiar de su permanencia; por ello, actualmente se tiende a limitar las inyecciones de contacto a los sitios donde se han detectado huecos importantes, especialmente en los tramos horizontales o con poca pendiente.

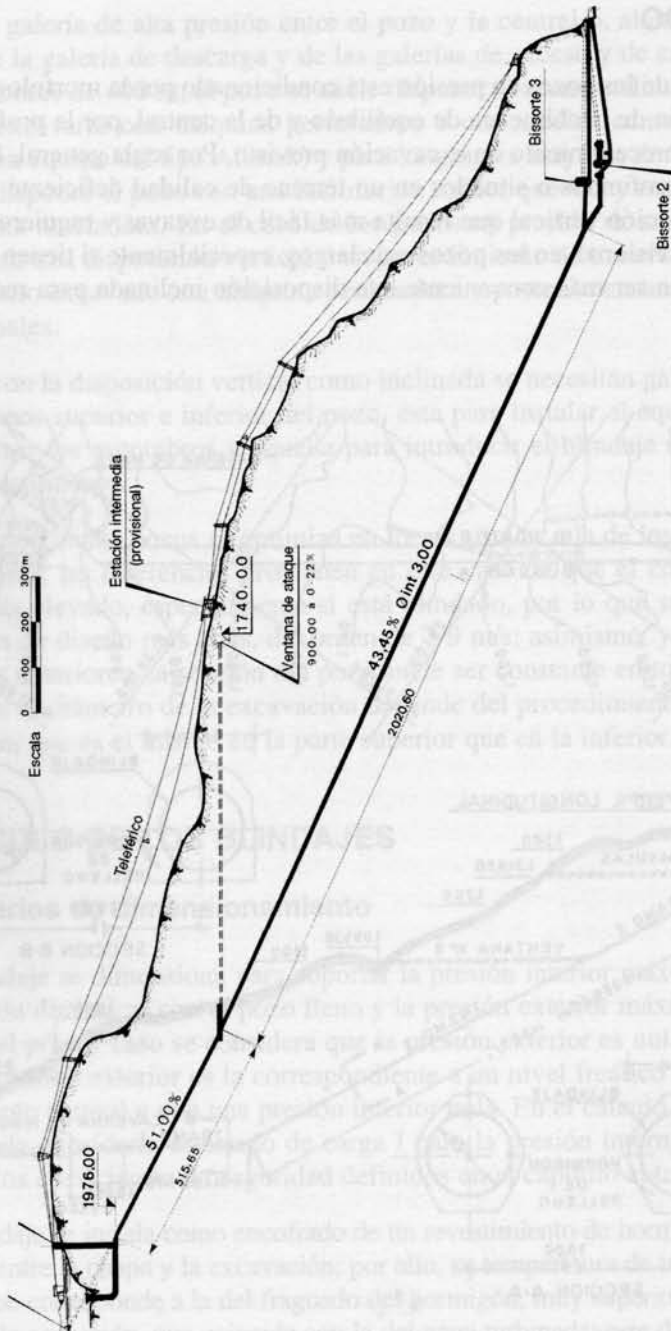


Fig. 12.20

Galería en presión de la CR de Super Bissorte. Fuente: EDF

4. TRAZADO

El trazado de los pozos en presión está condicionado por la morfología del terreno, la ubicación de la chimenea de equilibrio y de la central, por la profundidad del pozo y por el procedimiento de excavación previsto. Por regla general, los pozos en presión poco profundos o situados en un terreno de calidad deficiente se prefieren con una disposición vertical que resulta más fácil de excavar y requiere menos sostenimiento provisional; en los pozos más largos, especialmente si tienen una sección pequeña, puede ser más conveniente una disposición inclinada para reducir la lon-

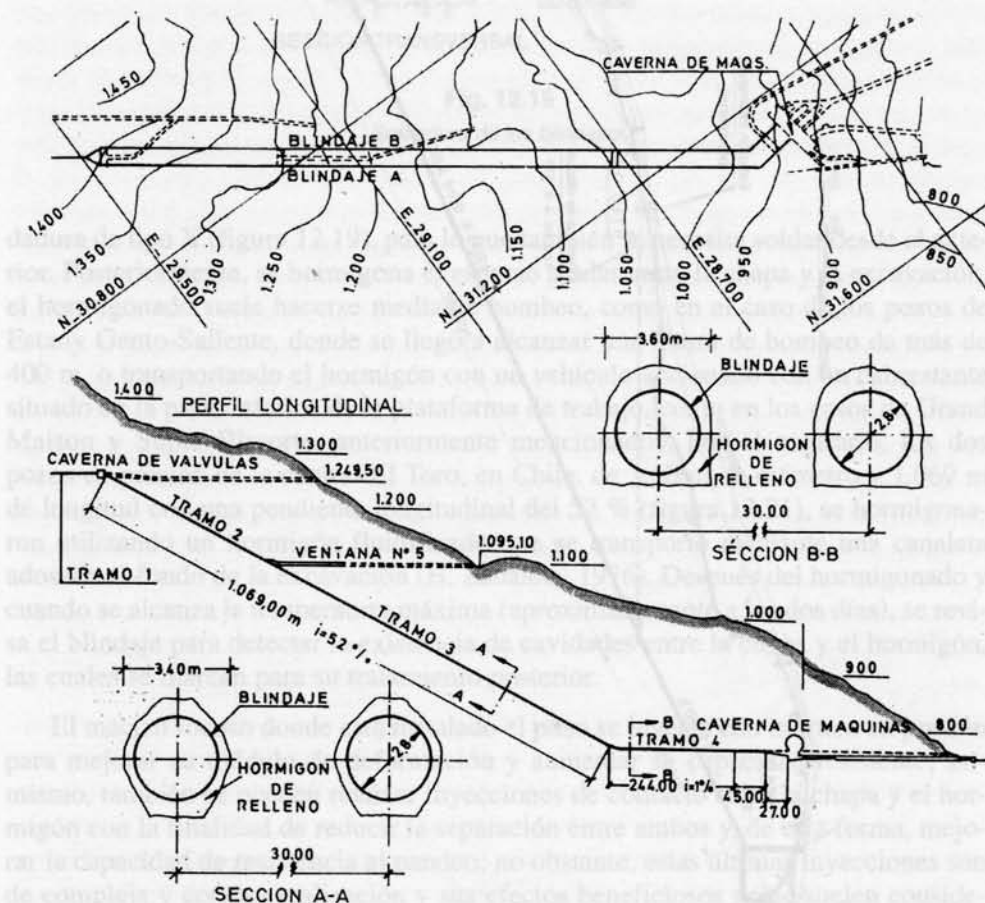


Fig. 12.21

Galería en presión de El Toro. Fuente: Zabaleta (1976)

gitud de la galería de alta presión entre el pozo y la central o, alternativamente, la longitud de la galería de descarga y de las galerías de acceso y de cables; para longitudes menores de 400 m, el pozo se suele disponer con una inclinación próxima a los 45° y excavarlo con máquina perforadora o con medios convencionales (por ejemplo, con equipo del tipo Alimak) y para longitudes mayores de 800 m suele ser preferible disponer el pozo con una inclinación menor que 45° y realizar la excavación con una tuneladora. En el caso de los pozos en presión de sección grande se suele preferir una disposición vertical y un procedimiento de excavación mixto, con un pozo piloto excavado con máquina perforadora y posterior ensanche con medios convencionales.

Tanto con la disposición vertical como inclinada se necesitan galerías de acceso a los extremos superior e inferior del pozo, ésta para instalar el equipo de excavación y extraer los escombros y aquella para introducir el blindaje o los materiales para el revestimiento.

La sección de los pozos se optimiza en forma similar a la de los túneles o tuberías exteriores; las diferencias provienen en este caso de que el coste unitario del pozo es más elevado, especialmente si está blindado, por lo que suelen obtenerse velocidades de diseño más altas, del orden de 7-9 m/s; asimismo, y a diferencia de las tuberías exteriores, la sección del pozo suele ser constante en toda su profundidad, ya que el diámetro de la excavación depende del procedimiento de constructivo utilizado, que es el mismo en la parte superior que en la inferior.

5. CÁLCULO DE LOS BLINDAJES

5.1. Criterios de dimensionamiento

El blindaje se dimensiona para soportar la presión interior máxima (incluida la sobrepresión dinámica) con el pozo lleno y la presión exterior máxima con el pozo vacío. En el primer caso se considera que la presión exterior es nula y en el segundo que la presión exterior es la correspondiente a un nivel freático en coincidencia con el terreno natural y con una presión interior nula. En el cálculo de los blindajes solo se suele considerar el estado de carga I para la presión interna y el II para la externa y los coeficientes de seguridad definidos en el capítulo anterior.

El blindaje se instala como encofrado de un revestimiento de hormigón que rellena el espacio entre la chapa y la excavación; por ello, su temperatura de instalación es elevada, ya que corresponde a la del fraguado del hormigón, muy superior a la temperatura durante la operación, que coincide con la del agua turbinada; este descenso térmico, unido a la retracción del hormigón, origina una holgura entre la chapa y el hormigón que, dependiendo de las condiciones de la instalación, puede oscilar entre 2 y $8 \cdot 10^{-4}$ R, la cual

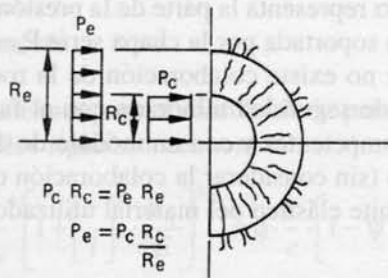
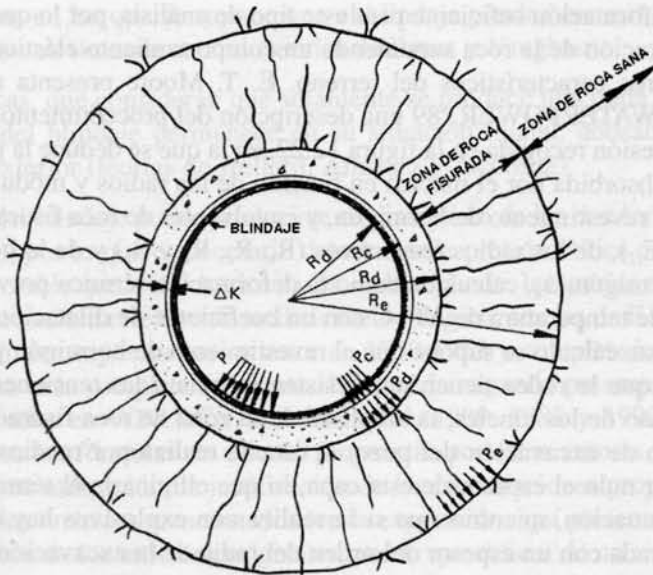
tiene un efecto significativo sobre el dimensionamiento del blindaje, por lo que debe ser considerada en el cálculo del mismo. Es de notar que la holgura inicial podría eliminarse inyectando el contacto entre la chapa y el revestimiento; no obstante, este cierre no es permanente, puesto que el deficiente comportamiento elástico del macizo rocoso en torno del pozo provoca el despegue de la chapa y la aparición de una holgura residual entre el blindaje y el hormigón. En cualquier caso, según se ha mencionado, en la actualidad se tiende a limitar las inyecciones de contacto a los lugares donde se han detectado huecos en el trasdós de la chapa, por lo que resulta obligado tener en cuenta en el cálculo de la estabilidad la holgura mencionada entre la chapa y el hormigón.

Los blindajes carecen de juntas de dilatación y su deformación longitudinal está coartada; por ello, la tensión circunferencial debida a la presión interior induce una tracción longitudinal a causa del efecto Poisson; asimismo el descenso térmico entre la instalación (temperatura de fraguado del hormigón) y la operación (temperatura del agua) provoca una tracción longitudinal adicional. Estas tracciones longitudinales son favorables, puesto que reducen la tensión de compresión y, en consecuencia, el espesor de chapa requerido para soportar la presión interior. En este sentido cabe señalar que en el cálculo del blindaje no se considera el peso de la chapa, que daría una tensión de compresión, ya que se supone se transmite directamente al revestimiento de hormigón.

Con frecuencia el espesor del blindaje no está condicionado por la presión interior sino por la exterior por lo que, cuando el espesor resultante no es demasiado elevado, no hay interés en utilizar aceros de alto límite elástico; por ello, es frecuente utilizar un acero normal en la parte superior del pozo y aceros de alto límite elástico en la inferior. Asimismo, cuando la presión exterior obliga a sobreespesores considerables con relación al requerido por la presión interior, se colocan anillos rigidizadores soldados al perímetro exterior de la chapa, lo que permite reducir su espesor y facilita la soldadura; la separación entre anillos suele estar comprendida entre uno y tres radios, mientras que su altura se limita a un máximo de 0,15-0,20 m con la finalidad de no tener que aumentar el diámetro de la excavación.

5.2. Presión interior

El blindaje de los pozos en presión contruídos en terrenos poco competentes o deformables se dimensiona para soportar la totalidad de la presión interior, ya que no se puede confiar en que el terreno colabore apreciablemente en este sentido; no obstante, las condiciones geomecánicas del macizo donde se instala el pozo permiten, por lo general, garantizar un cierto grado de colaboración que debe ser tomado en consideración en el dimensionamiento. El grado de colaboración de la roca puede evaluarse mediante el estudio por elementos finitos del macizo en el entorno del pozo; sin embargo, durante la etapa de estudio de factibilidad o de diseño, no se suele



$$\Delta S = \Delta K + \Delta C + \Delta D + \Delta E$$

$$\Delta S = (P - P_c) \frac{R_a^2}{t \cdot E_s} (1 - \nu_s^2)$$

$$\Delta K = C_s \cdot \Delta T \cdot R_a,$$

$$\Delta C = \frac{P_c R_c}{E_c} \log_e \left(\frac{R_d}{R_c} \right)$$

$$\Delta D = \frac{P_c R_c}{E_{r1}} \log_e \left(\frac{R_e}{R_d} \right)$$

$$\Delta E = \frac{P_c R_c}{E_{r2}} (1 + \nu_{r2})$$

$$P_c = \frac{(P) \frac{R_a^2}{t E_s} (1 - \nu_s^2) - C_s \cdot \Delta T \cdot R_a}{\frac{R_a^2}{t E_s} (1 - \nu_s^2) + \frac{R_c}{E_c} \log_e \left(\frac{R_d}{R_c} \right) + \frac{R_c}{E_{r1}} \log_e \left(\frac{R_e}{R_d} \right) + \frac{R_c}{E_{r2}} (1 + \nu_{r2})}$$

Fig. 12.22

Presión interior. Fuente: Moore (1989)

disponer de información suficiente para este tipo de análisis, por lo que es usual estimar la colaboración de la roca suponiendo un comportamiento elástico del macizo y unos parámetros característicos del terreno. E. T. Moore presenta en un artículo publicado en WATERPOWER '89 una descripción del procedimiento, con el que se llega a la expresión recogida en la figura 12.22, en la que se deduce la parte de la presión interior absorbida por el macizo en función de los radios y módulos de elasticidad del acero, revestimiento de hormigón, y envoltentes de roca fisurada y roca sana (E_s , E_c , E_{r1} y E_{r2}), de los radios respectivos (R_a , R_c , R_d y R_e) y de la holgura entre la chapa y el hormigón, Δ_k , calculada como la deformación térmica provocada por una disminución de temperatura de $\Delta T^\circ \text{C}$ con un coeficiente de dilatación del acero $C_s = 12 \times 10^{-6}$. En este cálculo se supone que el revestimiento de hormigón y el cilindro de roca fisurada que le rodea tienen una resistencia nula a las tensiones tangenciales; como en el caso de los túneles, la amplitud de la zona de roca fisurada depende del procedimiento de excavación del pozo; si ésta se realiza por medios mecánicos se puede suponer nulo el espesor de esta capa, lo que eliminaría el término correspondiente de la ecuación, mientras que si se realiza con explosivos hay que considerar una capa fisurada con un espesor del orden del radio de la excavación.

En este cálculo el factor α representa la parte de la presión interna soportada por la roca, por lo que la presión soportada por la chapa sería $P_s = (1-\alpha) \cdot P$. Esta expresión equivale a suponer que no existe colaboración de la roca y a dimensionar el blindaje con un coeficiente de seguridad minorado con el factor $1-\alpha$; esto lleva a considerar en los macizos competentes y con un módulo de deformación alto, unas tensiones ficticias de trabajo (sin considerar la colaboración de la roca) muy elevadas, incluso superiores al límite elástico del material utilizado.

5.3. Presión exterior

5.3.1. Introducción

La presión exterior es la sollicitación que ha ocasionado más problemas en los blindajes, y ello a pesar de que solo es peligrosa en las situaciones infrecuentes en que coincide el pozo vacío con una presión exterior elevada, próxima a la máxima (nivel freático coincidiendo con el terreno); de hecho, no se conocen casos de fallo de un blindaje a causa de la presión interior, mientras que se han producido varios accidentes por colapso del blindaje por la presión exterior. Por ello, es necesario evaluar detenidamente las hipótesis de cálculo y realizar éste con precisión para obtener un valor confiable de la presión crítica de pandeo del blindaje propuesto.

Existen numerosas teorías para calcular la presión crítica de pandeo, es decir la presión exterior mínima que provoca el colapso del blindaje; estas teorías se pueden clasificar en dos grupos de acuerdo con la forma con que se supone se produce el colapso:

- simétricas, en las que se supone que el blindaje pandea conservando en todo momento una simetría central (teorías de Borot y Vaughan),
- asimétricas, que consideran que solamente se produce una onda mientras que el resto del blindaje permanece en su situación inicial, adosado al revestimiento exterior (teorías de Juillard, Amstutz y Jacobsen).

El pandeo del blindaje puede producirse de cualquiera de las dos formas (simétrica o asimétrica), por lo que es necesario determinar la presión crítica con la modalidad más desfavorable que, en todos los casos, es la segunda; las teorías más utilizadas entre las que preconizan este tipo de análisis metodológico, son las de E. Amstutz y S. Jacobsen, la primera expuesta por su autor en 1950-1953 y completada en 1969 con una formulación más completa (Amstutz, 1970) y la segunda presentada en varios artículos publicados en WP&DC (Jacobsen, 1974, 1980, 1983 y 1990). En lo que sigue se resumen las fórmulas de cálculo propuestas por estos autores, así como las limitaciones de su utilización; la justificación de las formulaciones propuestas puede encontrarse en los artículos mencionados (en la exposición aquí presentada se ha respetado la notación de los artículos originales, por lo que difiere de un caso a otro).

5.3.2. Método de Amstutz

Las fórmulas de Amstutz para el cálculo de la presión crítica de pandeo de un blindaje liso o con anillos rigidizadores son:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F - \sigma_N} \cdot \left[1 + \left[\frac{r}{i} \right]^2 \cdot \frac{\sigma_N}{E} \right]^{3/2} = \phi \cdot \frac{r}{e} \cdot \left[1 - \psi \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (12.1)$$

$$P_{CR} = \frac{\sigma_N \cdot F}{r \cdot \left[1 + \Omega \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right]} \quad (12.2)$$

donde σ_N , σ_F , y σ_V representan la tensión circunferencial, el límite elástico y el efecto de un eventual pretensado inicial o de la existencia de una holgura k entre el revestimiento y la chapa (en este caso, $\sigma_V = -kE/r$), E es el módulo de elasticidad, r el radio del blindaje, F , J , i y e representan el área, el m.d.i., el radio de giro y la distancia de la fibra neutra al borde exterior de la sección; las funciones auxiliares son:

$$\phi = \frac{\varepsilon^3 \cdot \beta}{\pi \cdot \delta}; \quad \psi = \frac{-\gamma}{4 \cdot \beta \cdot \delta}; \quad \Omega = -\frac{\cos(\varepsilon \cdot \alpha)}{[1 - \cos(\varepsilon \cdot \alpha)]}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(1 + \frac{r^2 \cdot N}{E \cdot J} \right)} = \sqrt{1 + \left(\frac{r}{i} \right)^2 \frac{\sigma_N}{E}}$$

$$\alpha = \arctan \left[\frac{\tan(\varepsilon \cdot \alpha)}{\varepsilon} \right]$$

$$\delta = (\varepsilon^2 - 1) \cdot [1 - \cos(\varepsilon \cdot \alpha)]$$

$$\beta = \left(\varepsilon - \frac{1}{\varepsilon} \right) \cdot [\varepsilon \cdot \alpha \cdot \cos(\varepsilon \cdot \alpha) - \sin(\varepsilon \cdot \alpha)]$$

$$\gamma = \varepsilon \cdot \left(\varepsilon \cdot \alpha - \sin(\varepsilon \cdot \alpha) \cdot \cos(\varepsilon \cdot \alpha) + \varepsilon \cdot \alpha \cdot \frac{\sin^2(\varepsilon \cdot \alpha)}{\sin^2 \alpha} - \varepsilon \cdot \sin^2(\varepsilon \cdot \alpha) \cdot \cot \alpha \right)$$

Las funciones auxiliares dependen exclusivamente de ε y, para el rango de variación normal de esta variable, tienen el valor que se refleja en la tabla adjunta.

ε	α (°)	β	γ	δ	ϕ	ψ	Ω
3	90,0000	2,665	28,27	8,001	2,863	-0,331	0,000
4	65,9052	1,810	32,7078	16,6664	2,212	-0,271	0,100
5	52,2328	1,394	38,7408	27,6738	2,004	-0,251	0,133
6	43,3301	1,140	45,1587	41,0886	1,907	-0,242	0,148
8	32,3548	0,840	58,8452	75,1939	1,821	-0,233	0,162
10	25,8329	0,666	72,7385	119,0296	1,772	-0,229	0,168
15	17,1892	0,440	107,839	271,1916	1,732	-0,226	0,174
20	12,8835	0,330	143,388	484,2069	1,763	-0,224	0,176

Según Amstutz (1970), las funciones ϕ , ψ y Ω varían poco en el intervalo usual de utilización con valores de ε entre 5 y 20, por lo que propone sustituir estos parámetros por sus valores mínimos para $\varepsilon=20$ que, según este autor son, respectivamente: 1,73, -0,225 y 0,175; con esta sustitución y despreciando el sumando 1 del primer miembro de la ecuación 12.1, se llega a las fórmulas simplificadas de Amstutz:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F - \sigma_N} \cdot \left[\frac{r}{i} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_N}{E}} \right]^3 = 1,73 \cdot \frac{r}{e} \cdot \left[1 - 0,225 \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (12.3)$$

$$P_{CR} = \frac{\sigma_N \cdot F}{r} \cdot \left[1 - 0,175 \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (12.4)$$

Las ecuaciones (12.1 y 12.2) coinciden con las (38 y 44) del texto de Amstutz, mientras que las ecuaciones simplificadas (12.3 y 12.4) lo hacen con las (41 y 46) del mencionado artículo; según Amstutz, se pueden utilizar las ecuaciones simplificadas, que se resuelven por iteración más fácilmente que las completas y que dan resultados suficientemente precisos y por el lado de la seguridad en la mayor parte de las situaciones de diseño. No obstante, con los procedimientos de cálculo dispo-

nibles en la actualidad, no resulta más laborioso utilizar las ecuaciones completas que las simplificadas, por lo que es preferible utilizar las primeras, cuyos resultados son más precisos, especialmente para $5 < \epsilon < 10$, rango que corresponde a la mayoría de los casos reales de diseño.

En el caso de los blindajes lisos de espesor d , el valor de e en las ecuaciones anteriores (distancia entre la fibra neutra y el borde exterior) se sustituye por $d/2$ y el de i (radio de giro) por $d/12^{1/2}$. Asimismo, el módulo de elasticidad se debe sustituir por el módulo de elasticidad modificado por la coacción que impide la deformación lateral en los blindajes lisos; con esta modificación, y teniendo en cuenta las características de la sección, se tiene:

$$E^* = \frac{E}{(1-\nu^2)}; \quad \sigma_F^* = \frac{\mu \cdot \sigma_F}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}}$$

donde μ representa la relación entre el módulo de elasticidad en flexión y en tracción; teniendo en cuenta este coeficiente y las características geométricas mencionadas de la sección rectangular del blindaje liso (σ_F en t/cm^2):

$$\mu = 1,5 - \frac{0,5}{\left[1 + \frac{4}{\sigma_F}\right]^2}; \quad F = d = 2 \cdot e; \quad i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

se llega a las ecuaciones 12.5 y 12.6 que sustituyen a las ecuaciones simplificadas (12.3 y 12.4) para el cálculo de los blindajes lisos. Estas ecuaciones son:

$$12 \cdot \left[\frac{r}{d}\right]^2 \cdot \frac{\sigma_N - \sigma_N}{\sigma_N^* - \sigma_N} \cdot \left[\frac{\sigma_N}{E^*}\right]^{1,5} = 1 - 0,45 \cdot \frac{r}{d} \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \quad (12.5)$$

$$P_{CR} = \frac{\sigma_N}{\frac{r}{d} \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \frac{r}{d} \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*}\right]} \quad (12.6)$$

Según Amstutz, los parámetros J , i y e de la sección en el caso de los blindajes con rigidizadores deben determinarse considerando el rigidizador y un ancho activo de la chapa del blindaje de una longitud de $30 \cdot d$, mientras que el área F debe calcularse considerando el área del rigidizador y el de toda la chapa entre rigidizadores. En este caso hay que considerar el módulo de elasticidad real puesto que lo que se está comprobando es la estabilidad del rigidizador y no la de la chapa entre rigidizadores. Asimismo, hay que tener en cuenta que la presión crítica obtenida aplicando la ecuación 12.2 ó 12.4 para el caso de los blindajes con rigidizadores es la presión crítica lineal (t/m) sobre el rigidizador, por lo que para obtener la presión crítica sobre el blindaje hay que dividir el resultado por la distancia entre los anillos rigidizadores.

5.3.3. Método de Jacobsen

Las fórmulas que dan la presión crítica de pandeo de un blindaje liso según el método de Jacobsen expuesto por su autor en un artículo en la revista WP&DC en 1973, son:

$$12 \frac{r^2}{t^2} = \frac{\left[\frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot \beta^2} - 1 \right] \cdot [\pi - \alpha + \beta \cdot \xi^2]}{\xi^3 \cdot \left[\alpha - \frac{\pi \cdot \Delta}{r} - \beta \cdot \xi \cdot \left[1 + \frac{\tan^2(\alpha - \beta)}{4} \right] \right]}$$

$$\frac{12p}{E} \cdot \left(\frac{r}{t} \right)^3 = \frac{\frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot \beta^2} - 1}{\xi^3}$$

$$\frac{\sigma_y}{E^*} = \frac{t}{2r} \cdot \left(1 - \frac{1}{\xi} \right) + \frac{p \cdot r \cdot \xi}{E^* \cdot t} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot r \cdot \xi \cdot \beta \cdot \tan(\alpha - \beta)}{\pi \cdot t} \right]$$

En el caso de los blindajes no lisos se supone que toda la presión exterior entre rigidizadores está soportada por el anillo con la colaboración de una longitud efectiva de la chapa del blindaje de ancho total $1,556 \cdot (r \cdot t)^{1/2}$; en consecuencia, las expresiones a aplicar en el caso de los blindajes con rigidizadores se obtienen de las anteriores sustituyendo $t/2$ por h , t por F , $t^3/12$ por J y $t^2/6$ por J/h , donde F es el área del rigidizador y de la chapa entre rigidizadores y J el m.d.i. del anillo con el ancho efectivo de chapa; las expresiones así obtenidas son:

$$r^2 \cdot \frac{F}{J} = \frac{\left[\frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot \beta^2} - 1 \right] \cdot [\pi - \alpha + \beta \cdot \xi^2]}{\xi^3 \cdot \left[\alpha - \frac{\pi \cdot \Delta}{r} - \beta \cdot \xi \cdot \left[1 + \frac{\tan^2(\alpha - \beta)}{4} \right] \right]}$$

$$\frac{p}{E \cdot J} = \frac{\left[\frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot \beta^2} - 1 \right]}{(r \cdot \xi)^3}$$

$$\frac{\sigma_y}{E} = \frac{h}{r} \cdot \left(1 - \frac{1}{\xi} \right) + \frac{p \cdot r \cdot \xi}{E \cdot F} \cdot \left[1 + \frac{8 \cdot F \cdot \beta \cdot h \cdot r \cdot \xi \cdot \tan(\alpha - \beta)}{12 \cdot \pi \cdot J} \right]$$

La notación utilizada es, (figura 12.23):

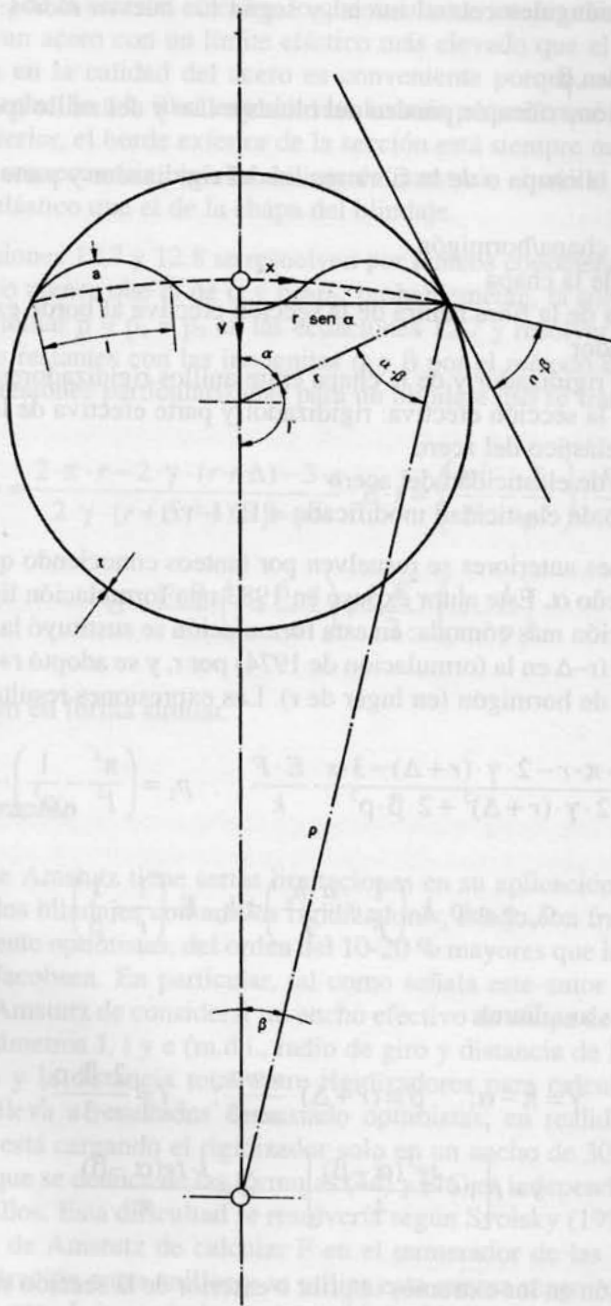


Fig. 12.23

Pandeo asimétrico de un blindaje. Fuente: Jacobsen (1974)

- α y β : semiángulos central inicial y según los nuevos radios de la onda de pandeo
- $\xi = \sin \alpha / \sin \beta$
- p y P : presión crítica de pandeo del blindaje liso y del anillo (por ejemplo, en t/m^2 y t/m)
- r : radio de la chapa o de la fibra media del rigidizador y parte efectiva de la chapa
- Δ : holgura chapa/hormigón
- t : espesor de la chapa
- h : distancia de la fibra neutra de la sección efectiva al borde exterior del anillo rigidizador
- F : área del rigidizador y de la chapa entre anillos rigidizadores
- J : m.d.i. de la sección efectiva: rigidizador y parte efectiva de la chapa
- σ_y : límite elástico del acero
- E : módulo de elasticidad del acero
- E^* : módulo de elasticidad modificado $= E/(1-\nu^2)$

Las ecuaciones anteriores se resuelven por tanteos conociendo que β es ligeramente más pequeño α . Este autor expuso en 1983 una formulación ligeramente distinta y de utilización más cómoda; en esta formulación se substituyó la cuantificación del radio interior ($r-\Delta$ en la formulación de 1974) por r , y se adoptó $r+\Delta$ para el radio de la envolvente de hormigón (en lugar de r). Las expresiones resultantes son:

$$p_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot r - 2 \cdot \gamma \cdot (r + \Delta) - 3 \cdot s}{2 \cdot \gamma \cdot (r + \Delta)^2 + 2 \cdot \beta \cdot \rho^2} \cdot \frac{E \cdot F}{k}; \quad p_2 = \left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{1}{\rho^2} \right) \cdot \frac{E \cdot J}{k \cdot \rho} \quad (12.7)$$

$$\sigma_u = p \cdot \rho \cdot k \cdot \left(\frac{1}{F} + \frac{a \cdot h_u}{J} \right) \pm h_u \cdot E \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right) \quad (12.8)$$

con las funciones auxiliares:

$$\gamma = \pi - \alpha; \quad \rho = (r + \Delta) \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}; \quad l = \frac{2 \cdot \beta \cdot \rho}{3};$$

$$s = l \left[1 + \frac{\lg^2(\alpha - \beta)}{4} \right]; \quad a = \frac{l \cdot \lg(\alpha - \beta)}{\pi}$$

σ_u es la tensión en los extremos interior o exterior de la sección efectiva del rigidizador, la mayor de las cuales es para la presión crítica de pandeo igual al límite elástico del material; el subíndice u puede ser e o i , indicando exterior o interior, ya que esta expresión calcula la tensión en el borde exterior (con el signo $+$) o interior

(con el signo $-$) de la sección efectiva, lo que resulta de interés cuando el anillo rigidizador es de un acero con un límite elástico más elevado que el de la chapa; esta diferenciación en la calidad del acero es conveniente porque, al ser el momento resistente con relación a la fibra exterior mucho más pequeño que el correspondiente a la fibra interior, el borde exterior de la sección está siempre más cargado que el interior y, en consecuencia, resulta de interés construir el anillo con un acero de mayor límite elástico que el de la chapa del blindaje.

Las expresiones 12.7 y 12.8 se resuelven por tanteos conociendo que β tiene un valor muy poco menor que el de α y $p_1 = p_2$; probablemente, la solución más rápida consiste en eliminar $p = p_1 = p_2$ en las ecuaciones 12.7 y resolver el sistema de las dos ecuaciones restantes con las incógnitas α y β por el método de Newton-Raphson. Estas expresiones particularizadas para un blindaje liso se transforman en:

$$p = \frac{2 \cdot \pi \cdot r - 2 \cdot \gamma \cdot (r + \Delta) - 3 \cdot s}{2 \cdot \gamma \cdot (r + \Delta)^2 + 2 \cdot \beta \cdot \rho^2} \cdot E \cdot t = \left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{1}{\rho^2} \right) \cdot \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot \rho}$$

$$\sigma = \frac{p \cdot \rho}{t} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot a}{t} \right) + \frac{t \cdot E^*}{2} \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right)$$

que se resuelven en forma similar.

5.3.4. Comparación

La teoría de Amstutz tiene serias limitaciones en su aplicación al cálculo de la estabilidad de los blindajes con anillos rigidizadores, dando con frecuencia resultados excesivamente optimistas, del orden del 10-20 % mayores que los obtenidos con el método de Jacobsen. En particular, tal como señala este autor (1990), la recomendación de Amstutz de considerar un ancho efectivo de chapa de $30 \cdot d$ para el cálculo de los parámetros J , i y e (m.d.i., radio de giro y distancia de la fibra neutra al borde exterior) y la distancia total entre rigidizadores para calcular el área F , es incoherente y lleva a resultados demasiado optimistas; en realidad, este criterio implica que se está cargando el rigidizador solo en un ancho de $30 \cdot d$, por lo que la presión crítica que se deduce de las fórmulas (44) y (46) es independiente de la separación entre anillos. Esta dificultad se resolvería según Svoisky (1992) si se sigue la recomendación de Amstutz de calcular F en el numerador de las fórmulas (44) y (46) con la separación entre anillos y se utiliza esta misma magnitud para el cálculo de los parámetros J , i y e , en lugar del valor de $30 \cdot d$ recomendado por Amstutz, con lo que se obtienen resultados coherentes, similares a los conseguidos con el procedimiento de Jacobsen.

Por otra parte, la aplicación del procedimiento de Amstutz solo da resultados que se pueden considerar satisfactorios (Moore, 1989), cuando:

$$\varepsilon > 5; \quad \sigma_N < 0,8 \cdot \sigma_E$$

En consecuencia, este procedimiento es inadecuado para calcular los blindajes con holguras reducidas o relativamente gruesos lo que, por otra parte, se complica por la discontinuidad en el valor de los parámetros para $\varepsilon = 3$. Por ello, se recomienda utilizar el procedimiento de Jacobsen en preferencia al de Amstutz, el cual carece de las limitaciones de éste y da unos resultados más coherentes y realistas (ASCE, 1993).

5.3.5. Pandeo de la chapa entre rigidizadores

La presión crítica de pandeo obtenida anteriormente para los blindajes no cilíndricos corresponde a los rigidizadores, por lo que es necesario comprobar la estabilidad de la chapa entre estos anillos de refuerzo. Este cálculo se realiza asimilando la chapa entre rigidizadores a un tubo sujeto por los anillos pero libre de cualquier coacción impuesta por el revestimiento de hormigón. El cálculo puede llevarse a cabo por varios procedimientos, como el de Kollbrunner-Milosavljevic o el de von Mises. La presión crítica de pandeo de la chapa entre anillos rigidizadores situados a una distancia L , calculada con el procedimiento de von Mises, es:

$$f = \frac{t}{r}; \quad \kappa = \left(\frac{n \cdot L}{\pi \cdot r} \right)^2; \quad P_\kappa = \frac{E \cdot f}{(n^2 - 1) \cdot (\kappa + 1)^2} + \frac{E \cdot f^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(n^2 - 1 + \frac{2 \cdot n^2 - 1 - \nu}{\kappa - 1} \right)$$

donde n (número de ondas que se forman en la chapa) es el número entero que hace mínima la expresión anterior. El valor de este parámetro está normalmente comprendido entre 6 y 12 y, para el caso de las tuberías de acero con $\nu = 0,3$, se puede estimar mediante la expresión:

$$n = \left(\frac{7,061 \cdot D^3}{L^2 \cdot t} \right)^{1/4}$$

donde t , r , D y L son el espesor, el radio, el diámetro y la separación entre anillos y n es el valor entero más próximo al calculado.

6. PROTECCIÓN ANTICORROSIVA

La superficie interior de los pozos en presión necesita una protección anticorrosiva similar a la de las tuberías exteriores; por ello, la superficie interior de estas conducciones se protege usualmente con varias capas de epoxi bituminoso resis-

tente a la acción del agua aplicadas sobre metal arenado casi blanco. La superficie exterior, por el contrario, está protegida por el revestimiento de hormigón y no necesita protección adicional mediante pinturas, por lo que, usualmente, solo se le aplica una capa de lechada de cemento con látex que la proteja hasta el momento de la instalación.

BIBLIOGRAFÍA

- Aemmer, F., Emploi d'une foreuse de galerie pour le percement du puits blindé de Corbes de l'aménagement hydro-électrique d'Emosson.
- ASCE, Compendium of Pumped Storage Plants in the United States, 1993.
- ASCE, Manuals and Reports on Engineering Practice No. 79, Steel Penstocks, 1993.
- ASCE-EPRI, Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Vol. 2, 1989.
- Back, P. A., Design of high pressure concrete linings for the Drakensberg pumped storage scheme, ICE Conference, 1990.
- Baines, J. A., Dinorwig Pumped Storage Schem, Paper 8739, Institution of Civil Engineers, Noviembre, 1983.
- Bellometti, U., Condotte Forzate, 1955.
- Bergh-Christensen, J., Design of unlined pressure shaft at Maraunger power plant, Norway, ISRM Related to Caverns and Pressure Shafts, 1982.
- Bergh-Christensen, J., Investigations for Norway's longest unlined pressure shaft, ISRM Related to Caverns and Pressure Shafts, 1982.
- Bergh-Christensen, J., Design of a 965 Metre Head Unlined Pressure Shaft at Nysset-Steggje Power Project, Norway.
- Botas, G. A., Ramírez, S. P., Diseño del túnel y tubería de presión del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Memorias del C. I. Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, 1992.
- Brekke, T. L., Ripley, B. D., Design consideration for concrete encased steel penstocks, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Broch, E., Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography, WP&DC, Noviembre, 1984.
- Broch, E. Site investigations, Norwegian Tunneling Today, 1987.

- Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 3, Welded Steel Penstocks, 1986.
- Casacci, S., Roche, N., Jarriand, P., High-head pump-turbines: French experience, WP&DC, Febrero, 1983.
- CECT, Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydroelectric installations, Enero, 1979.
- Courier, M., La place du transfert d'énergie par pompage dans le parc de production d'EDF et l'aménagement de Grand'Maison, La Houille Blanche, N1 5-6, 1982.
- Dragados, Central Hidroeléctrica de Lam Ta Khong, Hojas técnicas.
- Eberhardt, E., An assesment of penstock designs, WP&DC, Junio-Agosto, 1975
- Eberhardt, E., Penstock Codes-U. S. and Foreign Practice, ASCE, Power Division, Abril, 1966.
- ENSIDESA, Acero para estructuras de edificación, 1990.
- Hambach, P., Uphill work for TBM's, Tunnels & Tunnelling, Abril, 1992.
- Jacobsen, S., Buckling of circular rings and cylindrical tubes under external pressure, WP&DC, Diciembre, 1974.
- Jacobsen, S., Pressure distribution in steel-lined tunnels and shafts, WP&DC, Diciembre, 1977.
- Jacobsen, S., Steel linings for hydro tunnels, WP&DC, Junio, 1983.
- Jacobsen, S., Recommendations on the design of steel linings for penstocks, WP&DC, abril, 1990.
- Jingyi, T., Dongjiang: a 500 MW plant for the Hunan province, WP&DC, Agosto, 1988.
- Marulanda, A., Eslava L., Broch, E., Design of Unlined High Pressure Tunnels for Guavio Hydropower Plant in Colombia. I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Méndez, F., Aguamilpa powerhouse: an oustanding undertaking, Memorias del C. Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, 1992.
- Meystre, N., Un siglo de técnica suiza en conducciones forzadas, Bulletin Escher Wyss, 1979.
- Moore, E. T., Design of Steel Tunnel Liners, WP'89.
- Moore, E. T., Designing steel liners for hydro plants, Hydro Review, Mayo, 1990.

- Mühlemann; E. H., Dolder, G., Penstocks and Pressure Shafts for Hydro-Electric Plants, especially in Switzerland, ESCHER WYSS News, 2, 1971.
- Murphy, D. R., Iverson, W. R., Rocky Mountain project will provide peak power for Georgia, WP&DC, Febrero, 1991.
- Nishiwaki, Y., Construction of the Tamahara Pumped Storage Power Plant,
- Nose, M., Kondo, N., The Ohkawachi pumped-storage scheme in Japan, WP&DC, Noviembre, 1988.
- Palmstrom, A., Norwegian Design and Construction Experiences of Unlined Pressure Shafts and Tunnels.
- Palmstrom, A., Unlined high pressure tunnels and shafts, Norwegian Tunneling Today, 1987.
- Palmstrom, A., Schanche, K., Design features at Tjodan save time and money, WP&DC, Junio, 1987.
- Poehlmann, W, Mang, F., The conduit system for the Waldeck II pumped-storage station, WP&DC, Noviembre y Diciembre, 1974.
- Schleiss, A., Design criteria for pervious and unlined pressure tunnels, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Singhota, J. S., Goyal, M. R., The design of penstock wyes for the Basi hydro station, WP&DC, Junio, 1977.
- Skjeggedal, T., Experience from Boring of Shafts in Hard Rock, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Straub, H., La soldadura en tuberías forzadas, Revista Técnica SULZER, 3, 1965.
- Svoiski, F. M., Freishist, A. R., External pressure analysis for embedded steel penstocks, WP&DC, Enero, 1992.
- Takashi, F., The Ohkawachi Power Plant, Memorias del C. I. Hacia Nuevos Mundos en Túneles, Acapulco, 1992.
- Tascher, C., Rey-Jouvin, M., Renforts ordinaires ou précontraints sur tuyaux et conduites forcées, tuyaux frettés et autofrettés, la Huille Blanche, N1 1, 1962.
- Timoshenko, R., Teoría de Placas y Láminas.
- Vinnogg, L., Arrangement of gates and trashracks in tunnels, I. C. on Hydropower in Oslo, 1987.
- Wallis, S., Martin, D, Co-ordination conquers tough schedule, Tunnels and Tunneling, Marzo, 1986.

- Wong, K. L., Wood, A. M., Kleiner, D. E., A Seven-year Review of Bath County Power Tunnel Performance, WP'93, 1993.
- Zabaleta, H., Central hidroeléctrica El Toro. Métodos de hormigonado no tradicionales para hormigonado de obras subterráneas, Revista Sika, Octubre, 1976.
- Zagars, A., Hagood, J. M., Bath County, a 2100 MW development in the USA, WP&DC, Octubre, 1977.