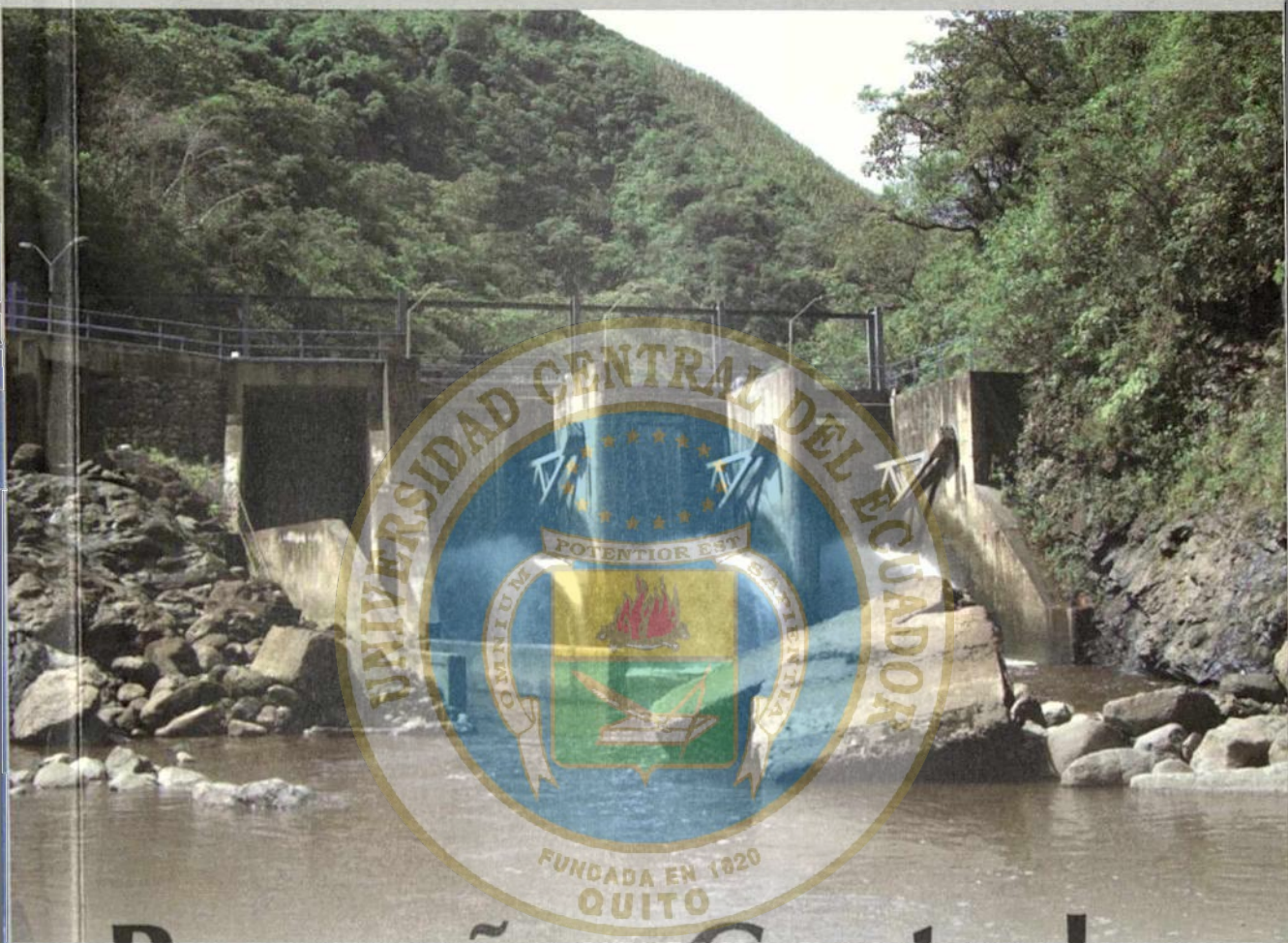
Ingeniería



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM MINERVA
FUNDADA EN 1620
QUITO

Pequeñas Centrales Hidroeléctricas

Construcción paso a paso

Ortiz

ediciones de la U
conocimiento a su alcance

Sistema Integrado de Bibliotecas
Biblioteca digital UCE
Calle Jerónimo Leyton y Gato Sobral – Cdla. Universitaria
+593 2230757 ext: 808 biblioteca.general@uce.edu.ec

BASE LEGAL PARA DIGITALIZACIÓN DE LIBROS CON DERECHOS DE AUTOR

El Sistema Integrado de Bibliotecas de la Universidad Central del Ecuador, digitalizará su acervo bibliográfico siempre y cuando sea para fines educativos y de investigación. No se permite la reproducción y distribución para la comercialización directa e indirecta del mismo.

La digitalización del material bibliográfico se lo realiza de acuerdo al Código Orgánico De La Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación Art. 212 numeral 9, Literal ii "(…) Una biblioteca o archivo podrá, además, realizar los siguientes actos (…) La reproducción electrónica y comunicación pública de obras de su colección para ser consultadas gratuita y simultáneamente hasta por un número razonable de usuarios, sólo en terminales de redes de la respectiva institución o para usuarios de esa institución bajo su control, en condiciones que garanticen que no se puedan hacer copias electrónicas de esas reproducciones" y literal vii "La reproducción, adaptación, traducción, transformación, arreglo, distribución y comunicación de una obra protegida por derechos de autor o una prestación protegida por derechos conexos, en uno o más formatos accesibles para el uso exclusivo de personas con discapacidad".

Este material se considera un producto intelectual a favor de su autor; por tanto, la titularidad de sus derechos se encuentra protegida por el Código Orgánico De La Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación. La violación a dichos derechos constituye un delito que será responsabilidad del usuario.

Este libro está disponible físicamente en:

BIBLIOTECA	Biblioteca general			**PISO**	02
				ESTANTE	23
				BANDEJA	05
CONVENIO INTERINSTITUCIONAL		**UNIVERSIDAD**			



ESTE LIBRO ES PROPIEDAD DEL SIB-UCE
SU VENTA ES PENADA POR LA LEY

E23-135



INVENTARIO

Compra X Donación ..... Canje .....

Proveedor ....MATILIBRO.....

Factura 5741.... Fecha 21/08/12 Precio 30.88

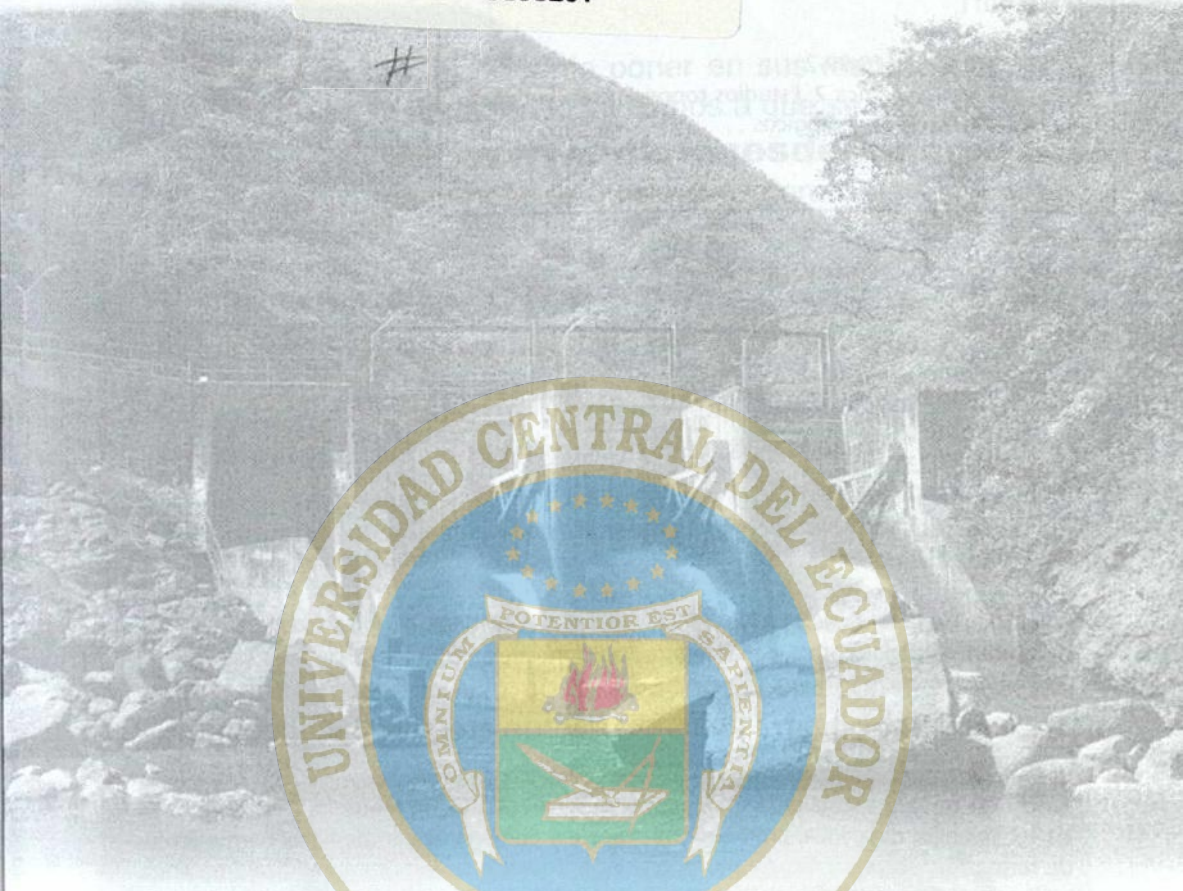
N° Inf. Recp ..... Fecha Inf .....

N° Alta ....5135297.....

Biblioteca ....GENERAL.....

624
077p
UNIVERSIDAD CENTRAL
CONTROL DE BIENES
5135297

Ingeniería



Pequeñas centrales hidroeléctricas

Ramiro **Ortiz** Flórez

ediciones de la U
conocimiento a su alcance
www.edicionesdelau.com

D. 2181

Ortiz Flórez, Ramiro
Pequeñas Centrales Hidroeléctricas -- Bogotá : Ediciones de la U, 2011.
384 p. ; 24 cm.
ISBN 978-958-8675-99-2
1. Energía eléctrica 2. Estudios topográficos 3. Impacto ambiental 4. Estudios geológicos
627 ed.

Área: Ingeniería
Primera edición: Bogotá, Colombia, noviembre de 2011
ISBN. 978-958-8675-99-2

© Ramiro Ortiz Flórez
(Foros de discusión, blog del libro y materiales complementarios del autor en www.edicionesdelau.com)

© Ediciones de la U - Calle 24 A No. 43-22 - Tel. (+57-1) 4810505, Ext. 114
www.edicionesdelau.com - E-mail: editor@edicionesdelau.com
Bogotá, Colombia

Ediciones de la U es una empresa editorial que, con una visión moderna y estratégica de las tecnologías, desarrolla, promueve, distribuye y comercializa contenidos, herramientas de formación, libros técnicos y profesionales, e-books, e-learning o aprendizaje en línea, realizados por autores con amplia experiencia en las diferentes áreas profesionales e investigativas, para brindar a nuestros usuarios soluciones útiles y prácticas que contribuyan al dominio de sus campos de trabajo y a su mejor desempeño en un mundo global, cambiante y cada vez más competitivo.

Coordinación editorial: Adriana Gutiérrez M.
Carátula: Ediciones de la U
Impresión: Xpress Estudio Gráfico y Digital
Av. de las Américas No. 39-53, Pbx. 6020808

Impreso y hecho en Colombia
Printed and made in Colombia

No está permitida la reproducción total o parcial de este libro, ni su tratamiento informático, ni la transmisión de ninguna forma o por cualquier medio, ya sea electrónico, mecánico, por fotocopia, por registro y otros medios, sin el permiso previo y por escrito de los titulares del Copyright.

ediciones de la U
conocimiento a su alcance

Apreciad@ lector:

Es gratificante poner en sus manos esta obra, por esta razón le invitamos a que se registre en nuestra web: **www.edicionesdelau.com** y obtenga beneficios adicionales como:

- **Complementos digitales de esta obra**
- **Actualizaciones de esta publicación**
- **Interactuar con los autores a través del blog**
- **Descuentos especiales en próximas compras**
- **Información de nuevas publicaciones de su interés**
- **Noticias y eventos**



Para nosotros es muy importante conocer sus comentarios. No dude en hacernos llegar sus apreciaciones por medio de nuestra web.

Visítenos en www.edicionesdelau.com

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

aprendiz@je en línea

Desarrollamos y generamos alianzas para la disposición de contenidos en plataformas web que contribuyan de manera eficaz al acceso y apropiación del conocimiento. Contamos con nuestro portal especializado en e-learning:

Visítenos en www.aprendizajeenlinea.com


UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM
SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

Contenido

Introducción 17

1. Desarrollo de la energía eléctrica utilizando recursos hidroenergéticos en pequeña escala 19
1.1 La importancia de las PCH's en el desarrollo 22
1.2. Principio de funcionamiento de una PCH 24
1.3. La energía hidráulica 25
1.4. Tipos de pequeñas centrales hidroeléctricas 27

2. Demanda de energía eléctrica 31
2.1. La comunidad no ha tenido servicio de energía eléctrica 32
2.2. La comunidad ha tenido servicio de energía eléctrica con un grupo de combustión interna 37
2.3. La comunidad tiene servicio de energía eléctrica con un grupo de combustión interna 37

3. Evaluación socio económica 45
3.1. Análisis de beneficios 45
3.2. Análisis deingresos y egresos 46
3.3. Estructura de costos de una PCH 47
3.3. Métodos para el cálculo de la rentabilidad 54

4. Estudio topográfico y cartográfico 75
4.1. Estudio cartográfico 75
4.2. Reconocimiento de campo 79
4.3. Estudio topográfico 80

5. Estudio hidrológico 91
5.1. Existe información 92
5.2. Existen registros pluviométricos 100
5.3. Se cuenta con registros de caudal en una estación cercana 104
5.4. Medición de caudal 104

6. Estudios geológicos y geomorfológicos 115
6.1. Estudios geológicos 115
6.2. Estudios geomorfológicos 119

7. Estudio de impacto ambiental 123
7.1. Efectos del impacto ambiental 123
7.2. Objetivos de la evaluación del impacto ambiental 124
7.3. Fases del estudio 125
7.4. Desarrollo del estudio 127

8. Evaluación de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala 131
8.1. Evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala 132
8.2. Evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales 133
8.3 Evaluación del potencial técnico-hidroenergético 138
8.4. Caso de estudio "Evaluación del Potencial Técnico-Hidroenergético del departamento del Valle del Cauca". 138

9. Obras de captación 141
9.1. Toma lateral con espigones 142
9.2. Toma en el lecho 144
9.3. Toma convencional 151

10. Obra de conducción 173
10.1. Canal 174
10.2. Túnel 185
10.3. El aliviadero 187
10.4. Obras especiales 193

11. Desarenador 207
11.1. Desarenador de lavado intermitente 210
11.2. Desarenador de cámara doble 214
11.3. Desarenador de lavado continúo 214

12. Cámara de carga 217
12.1. Golpe de ariete 217
12.2. Tanque de Carga 220
12.3. Chimenea de equilibrio 227

13. Conducción a presión 237
13.1. Tubería de presión. 237
13.2. Diámetro de la tubería de presión. 238
13.3. Pérdidas en la tubería de presión. 241
13.4. Espesor de la tubería. 246
13.5. Material 249
13.6. Válvulas 257
13.7. Pautas para seleccionar una tubería de presión 259

14. Sistema de apoyos 269
14.1. Bloques de apoyo 270

15. Casa de máquinas 295
15.1. Selección del número de unidades 298
15.2. Estabilidad del grupo turbina - generador. 301
15.3. Anclaje de los equipos 307

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FUNDADA EN 1826
QUITO

16. Turbina **311**
16.1. Caída neta. 312
16.2. Tubo de succión. 314
16.3. Potencia de las turbinas. 318
16.4. Partes de una turbina hidráulica 319
16.5. Ecuación fundamental de las turbinas. 320
16.6. Similitud de las turbinas. 324
16.7. Velocidad específica n_1. 327
16.8. Eficiencia de las turbinas. 330
16.9. Clasificación de Turbinas. 333
16.10. Turbinas de acción. 334
16.11. Turbinas de acción. 339
16.12. Selección de las turbinas. 346
16.13. Bombas que operan como turbinas. 347

17. Generador eléctrico. **353**
17.1. Máquina síncrona 354
17.2. Máquina asíncrona 358
17.3. Comparación de un generador asíncrono y un generador síncrono. 375
17.4. Dimensiones del generador 377

Lista de símbolos principales **379**
Bibliografía **381**

Índice de figuras

Figura 1.1. Costo por kilowatt instalado para Mini CHE en función de la caída (tomado del programa THERMIE). 23
Figura 1.2. Proceso de conversión de energía. 24
Figura 1.3. Energía hidráulica. 25
Figura 1.4. Tubo de aspiración. 26
Figura 1.5. PCH en derivación. 28
Figura 2.1. Potencia instalada, curva de demanda de la comunidad durante un día típico y proyección por potencia y por energía de la comunidad durante T años. 32
Figura 2.2. Demanda potencial de la comunidad 39
Figura 2.3. Crecimiento de la demanda por potencia durante la vida del proyecto 40
Figura 2.4. Crecimiento de la demanda por energía durante la vida del proyecto 40
Figura 3.1. Costo por kilowatt instalado para PCH en función de la potencia (tomado de European Small Hydropower Association). 49
Figura 3.2. Costo por kilowatt instalado para PCH en función de la caída (tomado del programa THERMIE). 51
Figura 3.3. Costo por kilowatt instalado para PCH de baja caída (tomado del programa THERMIE). 51
Figura 3.4. Costo por kilowatt instalado para PCH de baja caída (tomado de la Comisión energética de USA 2002). 52
Figura 3.5. Costo por unidad de potencia para proyectos de generación hidroeléctrica en pequeña escala (datos procesados por el estudiante de pregrado Jorge

Avella 53 y el Profesor Ramiro Ortiz) 53
Figura 4.1. Representación topográfica 77
Figura 4.2. Construcción del perfil 77
Figura 4.3. Superposición de aerofotografías 78
Figura 4.4. Delimitación de cuencas a partir de información tomada por teledetección (Cuenca del río Dagua, Dpto del Valle del Cauca, información bases Shuttle Radar Topographic Mission SRTM) 79
Figura 4.5. Método del nivel con manguera 81
Figura 4.6. Método del nivel de carpintero 82
Figura 4.7. Método del clinómetro 82
Figura 4.8. Clinómetro 83
Figura 4.9. Nivel de Abney 83
Figura 4.10. Método del profundímetro 86
Figura 4.11. Trazado de las curvas de nivel 86
Figura 4.12. Brújula 87
Figura 4.13. Representación del rumbo 88
Figura 4.14. Representación del rumbo 88
Figura 4.15. Plano cartográfico. 89
Figura 4.16. Opciones de aprovechamiento. 89
Figura 4.17. Altura de cada uno de los posibles aprovechamientos. 90
Figura 4.18. Perfil de la opción 3 90
Figura 5.1. Hidrograma correspondiente a once (11) años de medida del caudal medio mensual. 93
Figura 5.2. Curva de probabilidades y curva de frecuencias correspondiente a once (11) años de medida del caudal medio mensual 94
Figura 5.3. Representación total de un caudal máximo. 96
Figura 5.4. Ubicación geográfica de varias estaciones de medida de precipitación. 101
Figura 5.5. Método de los polígonos Thiessen. 101
Figura 5.6. Representación de las isoyetas de precipitación 102
Figura 5.7. Gráfica de velocidades. 105
Figura 5.8. Vector velocidad en cada una de las áreas. 107
Figura 5.9. Escala para medir caudales 107
Figura 5.10 Vertedero de medida. 108
Figura 5.11. Vertedero rectangular. 109
Figura 5.12. Vertedero triangular. 109
Figura 5.13. Vertedero trapezoidal 110
Figura 5.14. Medidas generales del vertedero. 111
Figura 5.15. Medición de caudal con el método de descarga. 111
Figura 5.16. Características del lugar. 114
Figura 5.17. Vertedero rectangular 114
Figura 6.1. Elementos de perforación 119
Figura 6.2. Tipos de falla 121
Figura 6.3. Delgados estratos de roca se sostienen en el techo de pequeñas aberturas. 121
Figura 6.4. Delgados estratos de roca incompetente no apta para la excavación de grandes aberturas. 121
Figura 6.5. Desplazamiento sobre una veta de material plástico. 122
Figura 8.1. Plano cartográfico de la cuenca del río Dagua (Valle del Cauca). 134
Figura 8.2. Perfil hidroenergético de la cuenca hidrográfica del río Dagua (Departamento del Valle del Cauca). 134
Figura 8.3. Indicadores de potencia por unidad de longitud (a) y área (b) de la cuenca hidrográfica del río Dagua (Departamento del Valle del Cauca). 136

Figura 8.4. Estudio técnico y aspectos a evaluar. 138
Figura 8.5. Mapa del potencial técnico-hidroenergético alto para el Valle del Cauca. 139
Figura 9.1. Toma lateral con espigones 143
Figura 9.2. Curva de altura versus caudal 143
Figura 9.3. Elementos de una bocatoma en lecho y su vista lateral. 144
Figura 9.4. Vista superior de la bocatoma en el lecho. 145
Figura 9.5. Corte de una bocatoma en lecho. 145
Figura 9.6. Estructura sobre nivel y bajo nivel del río. 146
Figura 9.7. Dimensiones del canal de aducción y de la rejilla. 146
Figura 9.8. Coeficiente de derrame para diferentes perfiles de barra 147
Figura 9.9. Ángulo de inclinación de la rejilla. 148
Figura 9.10. Distancia entre barras. 148
Figura 9.11. Corte transversal de la bocatoma de fondo. 149
Figura 9.12. Bocatoma convencional 152
Figura 9.13. Corte de la toma de agua de una bocatoma convencional. 153
Figura 9.14. Toma de agua con vertedero sumergido 154
Figura 9.15. Vista del desripiador. 157
Figura 9.16. Transcurso del caudal por la compuerta. 159
Figura 9.17. Transición. 160
Figura 9.18. Medidas principales de los barrotes 161
Figura 9.19. Dimensiones principales de la rejilla 163
Figura 9.20. Medidas del canal colector. 164
Figura 9.21. Medidas principales de la toma de agua de fondo. 165
Figura 9.22. Vista superior de la toma de fondo 166
Figura 9.23. Toma de agua, desripiador y rebosadero de una bocatoma lateral 167
Figura 9.24. Toma de agua y presa de una bocatoma lateral 167
Figura 9.25. Vista superior de una bocatoma lateral. 169
Figura 10.1. Cauce abierto. 174
Figura 10.2. Formas de canales. 176
Figura 10.3. Canal de conducción trapezoidal. 177
Figura 10.4. Corte de laderas para construcción del canal. 181
Figura 10.5. Corte frontal de ladera 182
Figura 10.6. Canales en curvatura. 182
Figura 10.7. Tipos de canales. 184
Figura 10.8. Conducción en túnel tipo baúl. 186
Figura 10.9. Obra de aliviadero. 188
Figura 10.10. Medidas de un aliviadero de cresta gruesa. 192
Figura 10.11. Acueducto. 194
Figura 10.12. Sifón. 194
Figura 10.13. Relleno. 195
Figura 10.14. Paso de aguas lluvias. 196
Figura 10.15. Solución grafo analítica para determinar las dimensiones del canal en función del ancho del fondo. 202
Figura 10.16. Solución grafo analítica para determinar las dimensiones del canal en función del calado. 203
Figura 10.17. Canal circular. 204
Figura 10.18. Capacidad de un canal parcialmente lleno de transportar caudal en función de la profundidad. 205
Figura 11.1. Proceso de sedimentación. 208
Figura 11.2. Depósito de materiales en dos desarenadores diferentes. 210
Figura 11.3. Desarenador de lavado intermitente 211

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
SIB - UCE

Figura 11.4. Desarenador limpio. 212
Figura 11.5. Desarenador lleno. 212
Figura 11.6. Desarenador de cámara doble. 214
Figura 11.7. Desarenador de lavado continúo. 216
Figura 12.1. Golpe de ariete positivo y negativo. 218
Figura 12.2. Válvulas para reducir el Golpe de ariete. 220
Figura 12.3. Tanque de carga. 221
Figura 12.4 Características hidrodinámicas de partida y parada brusca. 222
Figura 12.5. Diagrama de tiempos para partida brusca. 223
Figura 12.6. Movimiento del agua en la cámara de carga 224
Figura 12.7. Valores de altura para parada brusca. 225
Figura 12.8. Esquema que indica la forma constructiva de una chimenea de equilibrio. 228
Figura 12.9. Sistema en derivación. 228
Figura 12.10. Cámara de carga. 234
Figura 13.1. Tubería de presión a cielo abierto. 238
Figura 13.2. Determinación del diámetro de la tubería de presión. 239
Figura 13.3. Pérdidas en la rejilla por fricción. 242
Figura 13.4. Coeficiente de pérdidas en la entrada de la tubería. 242
Figura 13.5. Ángulo en un codo 243
Figura 13.6. Tubo en Y asimétrico 245
Figura 13.7. Tubo en Y simétrico 245
Figura 13.8. Tensiones en la tubería. 247
Figura 13.9. Unión por medio de bridas. 254
Figura 13.10. Unión de espiga y campana 255
Figura 13.11. Unión soldada. 256
Figura 13.12. Junta de expansión 257
Figura 13.13. Válvula tipo compuerta 258
Figura 13.14. Válvula de mariposa. 258
Figura 13.15. Válvula esférica. 259
Figura 13.16. Pérdidas de caída en función del caudal. 261
Figura 13.17. Caída neta en función del caudal. 261
Figura 13.18. Pérdidas de caída en función del diámetro. 262
Figura 14.1. Sistema de apoyos y anclajes de una tubería de presión. 269
Figura 14.2. Apoyos. 270
Figura 14.3. Dimensiones de un apoyo. 271
Figura 14.4. Tensiones de un apoyo. 273
Figura 14.5. Anclajes para variar pendiente horizontal y vertical 277
Figura 14.6. Dimensiones generales para variar pendiente vertical y/o horizontal. 277
Figura 14.7. Esfuerzos por el peso del agua y el peso de la tubería. 278
Figura 14.8. Fuerzas sobre el anclaje. 279
Figura 14.9. Fuerza hidrostática en la junta de expansión. 280
Figura 14.10. Estabilidad de un anclaje. 281
Figura 14.11. Excavaciones y rellenos para el trazado de la tubería a presión. 285
Figura 15.1. Casa de máquinas con turbinas de Francis y Pelton de eje horizontal 296
Figura 15.2. Casa de máquinas con turbinas de Michel Banki. 297
Figura 15.3. Curva de duración de caudales. 299
Figura 15.4. Gráfico de energías y factor de carga en función del caudal. 300
Figura 15.5. Elementos que intervienen en el proceso de conversión de energía, en un esquema de una P.C.H. 302
Figura 15.6. Comportamiento del grupo en parada brusca. 303
Figura 15.7. Dimensiones del volante. 307

Figura 15.8. Esfuerzos debidos a la excentricidad del rotor. 308
Figura 15.9. Reacción del rodete sobre el distribuidor 309
Figura 16.1. Turbina de reacción y de acción. 311
Figura 16.2. Instalación de una turbina de reacción. 312
Figura 16.3. Tubo de aspiración. 314
Figura 16.4. Disposición de un tubo de succión. 315
Figura 16.5. Velocidades a la entrada y salida de la turbina. 321
Figura 16.6. Velocidades a la entrada y salida en una turbina de acción. 323
Figura 16.7. Variación de tamaño del rodete en función de la velocidad específica y rango de aplicación por caída de las turbinas. 331
Figura 16.8. Eficiencia de diferentes tipos de turbinas hidráulicas. 332
Figura 16.9. Turbina Pelton. 335
Figura 16.10. Turbina Pelton. 336
Figura 16.11. Tipos de turbinas Pelton. 337
Figura 16.11. Turbina Pelton de eje horizontal 337
Figura 16.12. Turbina Michel Banki. 338
Figura 16.13. Turbina Turgo. 340
Figura 16.14. Turbina Francis de eje horizontal. 341
Figura 16.15. Turbina Francis - Radial Axial. 342
Figura 16.16. Turbina Francis de eje vertical y horizontal. 343
Figura 16.17. Turbina Kaplan. 344
Figura 16.18. Turbina Hélice de eje horizontal. 345
Figura 16.19. Hidrogrupos con turbinas hélice. 345
Figura 16.20. Diagrama para la selección de turbinas hidráulicas a nivel de PCH´s. 347
Figura 16.21. Máquinas reversibles operando en modo motobomba y en modo turbina generador. 348
Figura 16.22. Costo por unidad de potencia para proyectos de generación hidroeléctrica en pequeña escala. 348
Figura 17.1. Generador de energía eléctrica alterna monofásico sinusoidal. 354
Figura 17.2. Componentes de una máquina síncrona. 355
Figura 17.3. Sistema electromagnético de sistemas de excitación con escobillas (a) y sin escobillas (b). 357
Figura 17.4. Principio de autoexcitación de los generadores síncronos. 358
Figura 17.5. Generador asíncrono de rotor jaula de ardilla. 359
Figura 17.6. Máquina asincrónica de rotor jaula de ardilla. 360
Figura 17.7. Esquema principal de un generador asíncrono con condensador de excitación. 361
Figura 17.8. Diagrama equivalente y característica en vacío de autoexcitación de un generador asíncrono. 363
Figura 17.9. Esquema de un generador asíncrono con condensador de excitación y autoregulación. 366
Figura 17.10. Diagrama vectorial de un generador asíncrono autoexcitado y autoregulado. 366
Figura 17.11. Esquema de un generador asíncrono con condensador de excitación y autoregulación a través de TI´s. 367
Figura 17.12. Característica externa (a) y de regulación (b) de un generador asíncrono autónomo. 368
Figura 17.13. Relación de la capacitancia dependiendo de la velocidad específica de giro del generador para una máquinas de 4.5 KVA en vacío. 370
Figura 17.14 Esquema principal de regulación automática de tensión del generador a través de regulación de tensión suministrada a los condensadores. 370
Figura 17.15. Esquema principal de regulación de tensión del generador con ayuda de un transformador con regulación del coeficiente de transformación (a) y

con un reactor saturable (b) 371
Figura 17.16. Generador monofásico a partir de un generador asíncrono trifásico autoexcitado y autoregulado con transformadores de corriente TI´s con un proceso de rectificación, acumulación de energía e inversión a AC monofásica en condiciones aisladas. 372
Figura 17.17. Motor asíncrono trifásico en régimen de generador monofásico en Conexión C-2C. 373
Figura 17.18. Circuito de conexión de un SRSEIG monofásico usando una máquina asíncrona trifásica en Y. 374
Figura 17.19. Circuito de conexión de un SRSEIG monofásico usando una máquina asíncrona trifásica en Δ. 375
Figura 17.20. Relación masa y potencia en generadores asincrónicos (a) y sincrónico (b) (las gráficas 1,2 corresponden a un generador asincrónico sin regulador de excitación y 3, 4 con regulador). 376
Figura 17.21. Dimensiones del generador. 378

Indice de tablas

Tabla 1.1. Clasificación para pequeños aprovechamientos hidroenergéticos según la capacidad instalada y el tipo de usuario en las ZNI (fuente: OLADE) 21
Tabla 1.2. Costos de construcción de PCH´S realizados en las ZNI en Colombia (tomado de la página: www.ipse.gov.co/). 22
Tabla 1.3. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados de la International Energy Commission). 22
Tabla 1.4. Clasificación para pequeños aprovechamientos hidroenergéticos según la caída. 28
Tabla 2.1. Característica del consumo de energía de un día típico. 34
Tabla 2.2. Potencia media de algunos equipos eléctricos. 35
Tabla 2.3. Demanda residencial 41
Tabla 2.4. Demanda industrial, comercial y servicios públicos 42
Tabla 2.5. Demanda total 43
Tabla 2.6. Crecimiento de la demanda 43
Tabla 3.1. Costo del kilowatt instalado (USD/kW) y costo de la energía generada (USD/kWh) por diferentes plantas de energía eléctrica CE. 48
Tabla 3.2. Costo del kilowatt instalado (USD/kW) de PCH en Latinoamérica (datos procesados y tomados de OLADE). 49
Tabla 3.3. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados de la International Energy Commission). 49
Tabla 3.4. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados del documento "Costos indicativos de generación eléctrica en Colombia" elaborado por la Unidad de Planeación Minero-energética - 2005). 50
Tabla 3.5. Costos de construcción de PCH´S realizados en las ZNI (tomado de la página: www.ipse.gov.co/). 52

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FUNDADA EN 1826
QUITO

Tabla 3.6. Costo del kilowatt instalado para proyectos individuales y estandarizados en USA. 53
Tabla 3.7. Cronograma de actividades 56
Tabla 3.8. Consumo de energéticos. 69
Tabla 3.9. Ingresos por la venta de energía eléctrica 71
Tabla 3.10. Evaluación económica del proyecto 72
Tabla 3.11. Evaluación económica del proyecto con un valor del kilowatt hora de 126 pesos por unidad 73
Tabla 5.1. Valores del coeficiente K 103
Tabla 5.2. Valores de velocidad media 106
Tabla 5.3. Recomendaciones de la FAO para vertederos rectangulares. 109
Tabla 5.4. Valores de caudal y altura según la FAO para vertederos triangulares. 110
Tabla 5.5. Historial de caudales medios mensuales correspondiente a cinco años (m^3/s). 112
Tabla 5.6. Curva de frecuencias y curva de caudales 113
Tabla 8.1. Información hidroenergética de la cuenca. 135
Tabla 9.1. Coeficiente χ de acuerdo con el ángulo de inclinación. 147
Tabla 9.2. Coeficiente "e" 159
Tabla 10.1. Coeficiente de Maning para direntes tipos de cauce ***n*** 175
Tabla 10.2. Coeficiente de Razin para diferentes tipos de cauce γ 176
Tabla 10.3. Valores de pendiente m 179
Tabla 10.4. Límites de velocidad del agua en el canal según el tipo de suelo o de revestimiento 185
Tabla 10.5. Dimensiones para un canal de conducción trapezoidal. 202
Tabla 11.1. Velocidades de Sedimentación de las partículas sólidas en suspensión de acuerdo a su tamaño dadas por Arkhangelski (1935). ..209
Tabla 13.1. Coeficientes de pérdidas por fricción 240
Tabla 13.2. Coeficiente de pérdida ξ_K para codos de tubos circulares. 243
Tabla 13.3. Valores de *k* para calcular el coeficiente de pérdidas 244
Tabla 13.4. Valores típicos de $\xi_{v\,244}$
Tabla 13.5. Coeficiente ξ_{ram} para bifurcaciones de tubos circulares de cantos aristas de diámetros iguales de $d = da$ 244
Tabla 13.6 Coeficientes para tubos en Y simétricos con B = 45° y diferente admisión 245
Tabla 13.7. Comparación de los diferentes materiales para tuberías de presión. 251
Tabla 13.8. Propiedades físicas de materiales para tuberías. 251
Tabla 13.9. Criterios para la selección del material del tubo 252
Tabla 14.1 Coeficiente de rozamiento 272
Tabla 14.2. Tensiones de compresión 275
Tabla 16.1. Parámetros de velocidad específica y caída para diferentes tipos de turbina 330
Tabla 16.2. Rango de caída para diferentes tipos de turbinas. 346


UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM
SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO



Introducción

La energía eléctrica a partir su aplicación comercial ha sido un factor determinante para la economía y el desarrollo social; que si bien inicialmente fue utilizada para los sistemas de alumbrado público, posteriormente a la vez que se convirtió en la fuerza motriz que necesitaba la industria y el comercio, también se constituyó como una herramienta necesaria para el comodidad de los hogares.

A revisar la historia, las primeras centrales generación de energía eléctrica fueron hidráulicas de baja potencia con generadores de corriente continua; posteriormente se logró aumentar la potencia y capacidad de transmisión al utilizar generadores de corriente alterna, esto conllevó a que hasta mediados de la primera mitad del siglo XX, la mayor parte de la generación se diera con pequeñas centrales hidroeléctricas PCH´s, las cuales estaban dirigidas por empresas de energía eléctrica, que nacieron y se consolidaron como fruto de los esfuerzos locales, creciendo sin una directriz central y sin una visión de planificación unificada a nivel nacional. No obstante, con el fin de aunar esfuerzos, interconectar sus sistemas, realizar una planeación integral y una operación conjunta, las diferentes empresas de energía se interconectaron en un sistema energético nacional. Esta forma de suministro de energía eléctrica hizo que las PCH´s cayeran en el olvido; sin embargo el monopolio del Estado dio lugar a ineficiencias técnicas y económicas, que en conjunto con el endeudamiento, colocaron las finanzas del sector eléctrico en condiciones precarias. Razón por la cual el Estado dejó de ser el monopolio y cambió a un esquema de un mercado regulado en donde la generación con fuentes renovables y en particular las PCH´s es importante frente a la generación con combustibles fósiles.

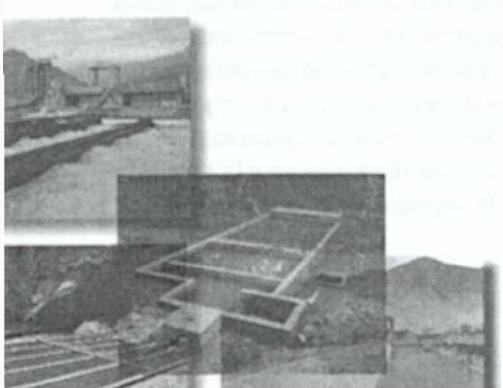
Dada la importancia que se requiere al decidir la construcción de una P.C.H. se necesita de un apoyo escrito, que permita realizar el dimensionamiento de una Pequeña Central Hidroeléctrica con criterio técnico y económico. Sin embargo un texto de estas características en nuestro medio es escaso y su información está dispersa en diferentes libros de ingeniería aplicada. Por tal motivo se organizó la información necesaria para el dimensionamiento de una P.C.H., partiendo de unos conocimientos básicos de hidráulica, mecánica y de máquinas eléctricas, razón por la cual en el presente material se incorporaron aplicaciones SIG para evaluación de recursos hidroenergéticos y el uso de máquinas reversibles. Estructuralmente este libro está compuesto por dos áreas, la primera de ellas comprende todos los estudios que se requieren y la segunda el dimensionamiento de las obras civiles y selección de los equipos electromecánicos.

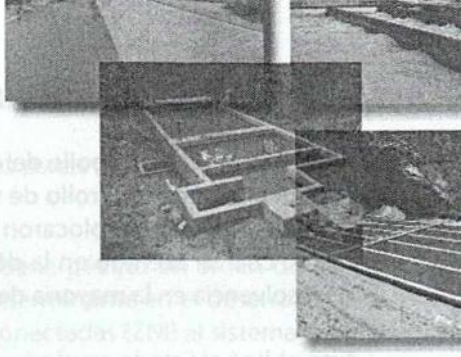
La primera parte del libro inicia resaltando la importancia y las generalidades de la P.C.H´s, le siguen: un capítulo base para realizar el estudio de demanda y la evaluación socio–económica. Los siguientes capítulos corresponden a: el estudio de demanda, estudio socio–económico, estudio hidrológico, estudio topográfico y cartográfico, estudio geológico y geomorfológico, el estudio de impacto ambiental y el estudio hidroenergético.

El estudio de la demanda identifica en la comunidad el consumo por usuario (residencial, industria, comercial y servicios públicos) de potencia y energía. Esta información es proyectada para determinar la potencia instalada por el total de los usuarios, su demanda pico y la energía demanda. Con base en la información de la demanda proyectada de la comunidad el estudio socio–económico indicará su viabilidad, basado en un análisis costo beneficio del proyecto. Una vez se tiene la viabilidad socio–económica del proyecto, el recurso debe garantizar la potencia y energía demanda. La cual está condicionada a la disponibilidad de caudales y de caída del recurso hidroenergético. La disponibilidad de caudales se determina con el estudio hidrológico y la caída con el estudio topográfico y cartográfico, utilizando SIG. Las condiciones anteriores nos permiten disponer de una viabilidad energética del recurso, la cual es confirmada con el estudio geológico y geomorfológico, que nos indica la estabilidad del terreno y la ausencia de fallas geológicas. Para poder iniciar el dimensionamiento de las obras se necesita mitigar el impacto que se causará en el área del proyecto a la fauna y a la flora, por ello se realiza el estudio de impacto ambiental. Estos estudios se organizan en un capítulo que permite hacer la evaluación hidroenergética integral.

Realizados los estudios anteriores, el ingeniero ubicará las obras de captación, conducción, desarenador, tanque de carga, conducción a presión y casa de máquinas del proyecto e iniciará el dimensionamiento de ellas. Para finalizar el proyecto se selecciona el equipo mecánico y eléctrico de P.C.H., haciendo énfasis en la utilización de bombas en régimen de turbina y motores asíncronos como generadores.

El mejoramiento de este material se logra en la medida en que usted, apreciado lector, nos aporte sugerencias para enriquecerlo; por tal motivo muchas gracias por ello.





1. Desarrollo de la energía eléctrica utilizando recursos hidroenergéticos en pequeña escala

Desde el momento de la aplicación comercial de la energía eléctrica a final del siglo XIX, ésta no ha dejado de ser un factor determinante para la economía y el desarrollo. Si bien, es conocido que inicialmente fue utilizada para los sistemas de alumbrado público de las principales ciudades, sustituyendo los faroles de petróleo y gas; posteriormente, a la vez que se convirtió en la fuerza motriz que necesitaba la industria y el comercio, también se constituyó como una herramienta necesaria para el bienestar de los hogares.

La primeras centrales generación de energía eléctrica usualmente eran hidráulicas de bajas potencias con generadores de corriente continua, destinadas para los alumbrados públicos, ubicadas cerca de los centros de consumo debido al escaso desarrollo del transporte eléctrico. Posteriormente con el desarrollo de la generación eléctrica en corriente alterna se logró aumentar la potencia y capacidad de transmisión, esto conllevó a que hasta mediados de la primera mitad del siglo XX, la mayoría de los municipios tuvieran una pequeña central hidroeléctrica y las fincas de micro centrales, construidas con recursos económicos propios y parte de la ingeniería de diseño y construcción regional. Las cuales estaban dirigidas por empresas de energía eléctrica, que nacieron y se consolidaron como fruto de los esfuerzos locales, creciendo sin una directriz central y sin una visión de planificación unificada a nivel nacional.

Este esquema hizo que durante este tiempo, la prestación del servicio de energía eléctrica fuera dispersa y haya estado a cargo de entidades oficiales, del orden nacional, regional, departamental y municipal con distintos niveles de especialización y de participación en la capacidad de generación, transformación y transporte de energía. No obstante, con el fin de aunar esfuerzos, interconectar sus sistemas, realizar una planeación integral y una operación conjunta, las diferentes empresas de energía se interconectaron en sistema.

Esta forma de suministro de energía eléctrica monopolizado por el Estado fue apropiado hasta finales de la década de los setenta cuando culminaron importantes esfuerzos relativos a la ampliación de la cobertura del servicio de electricidad; sin embargo originó dos zonas: la zona interconectada y la zona no interconectada ZNI, e hizo que durante esta década los pequeños aprovechamientos hidroenergéticos cayeran en el olvido.

No obstante, el monopolio del Estado sobre la prestación del servicio de energía eléctrica dio lugar al desarrollo de vicios e ineficiencias, que en conjunto con el alto nivel de endeudamiento, colocaron las finanzas del sector eléctrico en condiciones precarias, lo cual se acentuó en la década de los ochenta y produjo una delicada situación de insolvencia en la mayoría de las empresas.

Esto obligó al Estado en el año 1991 fijar una "Estrategia de Reestructuración del Sector Eléctrico", basada en cambios estructurales; para ello introdujo en el sector la competencia en aquellas actividades que lo permitían, como la generación de electricidad; consolidando entidades encargadas de la regulación y del control, inspección y vigilancia de las empresas; introduciendo una gestión eficiente de las empresas estatales y abriendo las puertas al sector privado.

De esta forma el suministro de energía eléctrica dejó de ser un monopolio y cambió a un esquema de un mercado regulado; dentro del cual energéticamente persisten las dos zonas. En la zona interconectada la energía eléctrica se suministra a través del sistema interconectado SIN, el cual lleva energía eléctrica desde las centrales hidroeléctricas y termoeléctricas a los centros de consumo y la zona no interconectada ZNI, caracterizada por poseer una baja densidad demográfica; en ella la energía eléctrica es generada con grupos electrógenos, los cuales tienen un elevado costo de operación debido a las dificultades para transportar el combustible y un servicio poco fiable, ya que su mantenimiento no es realizado por personal capacitado. Esta forma de suministro de energía eléctrica en la ZNI, a la vez que es costoso y poco fiable, no permite el desarrollo actual de las comunidades aisladas y a mediano plazo está condicionado por la autosuficiencia petrolera y capacidad de refinación de cada Estado.

Dentro del esquema de mercado regulado se podía prever tener un sector eléctrico, caracterizado por una mayor eficiencia técnica y económica, que condujera a una mayor confiabilidad en la prestación del servicio y que a su vez por ser un libre mercado, éste se desarrollará con la inversión en nuevos proyectos en centrales eléctricas. Sin embargo a la fecha los proyectos más representativos dentro de SIN los ha realizado el Estado y al observar la ZNI, la inversión de capital privado también ha estado ausente.

Bajo este escenario en el cual la demanda de energía eléctrica es creciente y la oferta de esta, sigue siendo estatal, se puede inferir que el Estado debe crear nuevos mecanismos tanto para su financiación como para su estímulo. Por ello a través de leyes, fija unas pautas para la promoción de la utilización de energías alternativas y concibe fondos de apoyo financiero para la energización de las zonas no interconectadas y zonas rurales, sostenidos por los usuarios de SIN.

Al disponer de mecanismos para financiar los planes, programas y proyectos de inversión en infraestructura energética en las ZNI y rurales, el Estado tiene los mecanismos para suministrar energía eléctrica en estas comunidades y a la vez dar respuesta a la comunidad internacional, en el marco de las presiones naturales ejercidas por el cambio climático. Esto ha llevado a que el Estado en estas zonas haya empezado a sustituir el ACPM por recursos energéticos renovables para suministro de energía eléctrica en

algunas de las principales cabeceras municipales de las zonas aisladas, especialmente con recursos hidroenergéticos.

Dentro de este escenario los aprovechamientos hidroenergéticos en orden descendente de pequeño a micro siguen siendo un factor determinante en el desarrollo socioeconómico de comunidades en las zonas no interconectadas (ZNI) al sistema energético nacional, ya que el utilizar en estas (ZNI) estos recursos para generar energía eléctrica le permite a la comunidad mejorar su nivel de vida, dado que con ella puede: preservar y preparar alimentos, disponer de servicios públicos básicos y además utilizarla para impulsar su desarrollo agroindustrial y/o pesquero, entre otros. Se suman a estas bondades el impacto ambiental positivo, causado por este tipo de generación ya que obliga a la comunidad a preservar la cuenca, la cual es fuente energética.

Para identificar el alcance de suministro de energía eléctrica de una PCH a una comunidad en Latinoamerica la Organización Latinoamericana de Energía y del Caribe OLADE en función de la capacidad instalada y el tipo de usuario ha propuesto la clasificación indicada en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. Clasificación para pequeños aprovechamientos hidroenergéticos según la capacidad instalada y el tipo de usuario en las ZNI (fuente: OLADE)

Tipo	Potencia (kW)	Usuario
Picocentrales (PicoCHE)	0,5 y 5	Finca o similar
Microcentrales (MicroCHE)	5 y 50	Caserío
Minicentrales (MiniCHE)	50 y 500	Cabecera municipal
Pequeñas Centrales (PCH)	500 y 10000	Municipio

Frente a las bondades previamente mencionadas es importante agregar que, aunque estos proyectos hidroenergéticos en ZNI suelen ser construidos en gran parte con ingeniería regional y financiados en su totalidad en moneda local, se caracterizan por tener un costo por kilowatt instalado elevado (ver tabla 1.2) con referencia a los costos internacionales dados del programa THERMIE de la Comunidad Europea (ver figura 1.1); esto se debe al incremento en el transporte y los derivados de la importación de los equipos. Es importante resaltar que de acuerdo con la experiencia de la International Energy Commission los costos del equipo electromecánico equivalen al cincuenta por ciento (50%) del costo del proyecto (ver tabla 1.3), porcentaje que es muy representativo, si a ello se le suma costos de importación, transporte al lugar y su respectivo mantenimiento. Adicionalmente a nivel de PCH el mercado internacional no ofrece una gama elevada de turbinas y generadores sincrónicos, que se ajusten a diferentes condiciones de altura y caudal para diferentes potencias; esto conlleva a un incremento adicional, dado que para un proyecto específico se hace indispensable la compra de un grupo electromecánico de mayor capacidad y que en su operación trabajará en rangos de baja eficiencia.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Tabla 1.2. Costos de construcción de PCH´S realizados en las ZNI en Colombia (tomado de la página: www.ipse.gov.co/).

Proyecto PCH	Costos en miles		Características		
	US$	US$/Kw	Potencia (kW)	Caudal (m^3/s)	Caída (m)
Taraira	225	7,5	30		
La Chorrera	205,7	1,18	2*87.5	2,2	12
Pizarro	3900	5,9	3*220	17	4,9
Jurado	8000	8,0	1*500, 2*250	5,4	23,6
San Pedro	22150	1,38	2*8000	24	80
Guapi (propuesta)	25000	1,22	3*6000	23,7	91,1
Mitú	26397	14,6	1800	71	2,7

Tabla 1.3. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados de la International Energy Commission).

Ítem	PCH (1,5 MW, 14 m)
Trabajos de montaje y construcción	30 -35
Equipo electromecánico	50 - 60
Estudios y diseño	10 - 15

1.1 La importancia de las PCH´s en el desarrollo

La energía eléctrica en el transcurso de la historia se ha consolidado como un factor decisivo para mejorar la calidad de vida, en la medida que fortalece la productividad económica, es fundamental para la educación, alimentación, salud e igualdad entre géneros, no obstante al ser esta el resultado de un proceso de conversión de energía, causa un impacto en el medio ambiente. El cual en su conjunto forma una sinergia base para el progreso humano, constituida por: energía, desarrollo y medio ambiente. Si bien parece que cada una de estas actividades fuese independiente es claro que la carencia de energía limita las oportunidades de desarrollo y por tanto reduce calidad de vida.

En tal sentido es fundamental comprender que es importante tener acceso a la energía eléctrica, generada con fuentes de bajo impacto ambiental; sin embargo en la actualidad la mayoría de personas de bajos ingresos no tiene acceso a ella, por tal motivo recurren a otros energéticos sustitutos como la biomasa, deteriorando consigo fuentes hídricas y cuando tiene acceso a la energía eléctrica, lo hace a unos costos considerables, tales que utilizan una gran proporción de sus ingresos, lo que acentúa la inequidad social.

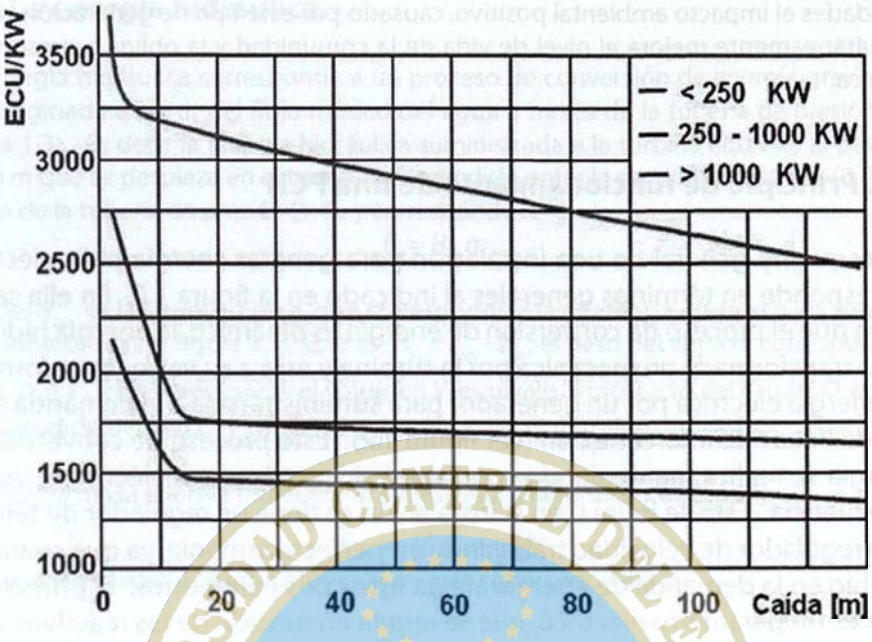


Figura 1.1. Costo por kilowatt instalado para Mini CHE en función de la caída (tomado del programa THERMIE).

Esta obvia preocupación mundial lamentablemente no fue incluida dentro de los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) aunque ciertamente es un prerrequisito para el logro de ellos, sin embargo, si es una meta establecida en la Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible (CMDS) de Johannesburgo 2002.

Para cumplir con el mandato constitucional y honrar sus compromisos con los ODM y la CMDS, los estados han hecho esfuerzos para dotar de energía eléctrica a las comunidades de las ZNI a través de plantas diesel.

El suministro de energía eléctrica con plantas diesel en las ZNI hace que la cobertura del servicio de energía eléctrica sea baja, deficiente y costosa. Conjuntamente con estas condiciones, la alta dispersión de los usuarios en las ZNI conlleva a que en términos socioeconómicos se caractericen por tener poco desarrollo, bajo stock de capital, necesidades básicas insatisfechas, elevadas tasas de analfabetismo y dependencia de las transferencias de rentas nacionales; que en conjunto limitan severamente la capacidad de vida de la población y sus actividades productivas.

Además de las características socioeconómicas de las ZNI es importante mencionar que sus comunidades se ubican en las riberas de los ríos, los cuales corresponden a cuencas hidrográficas usualmente de una alta pluviometría de media y alta pendiente, factores determinantes para instalar en ellos PCH´s; los cuales a la vez que permiten la generación de energía eléctrica son compatibles con acueductos para agua potable, regadío, desarrollos agroindustriales y/o pesqueros entre otros. Se suman a estas

bondades el impacto ambiental positivo, causado por este tipo de generación ya que simultáneamente mejora el nivel de vida de la comunidad y la obliga a preservar la cuenca.

1.2. Principio de funcionamiento de una PCH

Un esquema general de una instalación para generar energía hidroeléctrica, corresponde en términos generales al indicado en la figura 1.2. En ella se observa que el proceso de conversión de energía es dinámico, la energía hidráulica es transformada en mecánica por la turbina y esta a su vez es transformada en energía eléctrica por un generador para suministrársela a la demanda a través de líneas de interconexión (ver figura 1.2). Este proceso de conversión de energía se realiza manteniendo constantes dos parámetros eléctricos: voltaje y frecuencia. Esto se logra si en la instalación se tiene un regulador de tensión y un regulador de velocidad trabajando en perfecta armonía, ya que cualquier cambio en la demanda de energía afecta estos dos parámetros. El primero de ellos es un parámetro eléctrico, que se regula en función de los reactivos de la máquina eléctrica (regulador de tensión) y el segundo parámetro es mecánico, esto indica que su regulación es función del flujo másico, es decir del caudal y por tal motivo la turbina debe tener un dispositivo para tal fin (regulador de velocidad), tal como se indica en la figura 1.2.

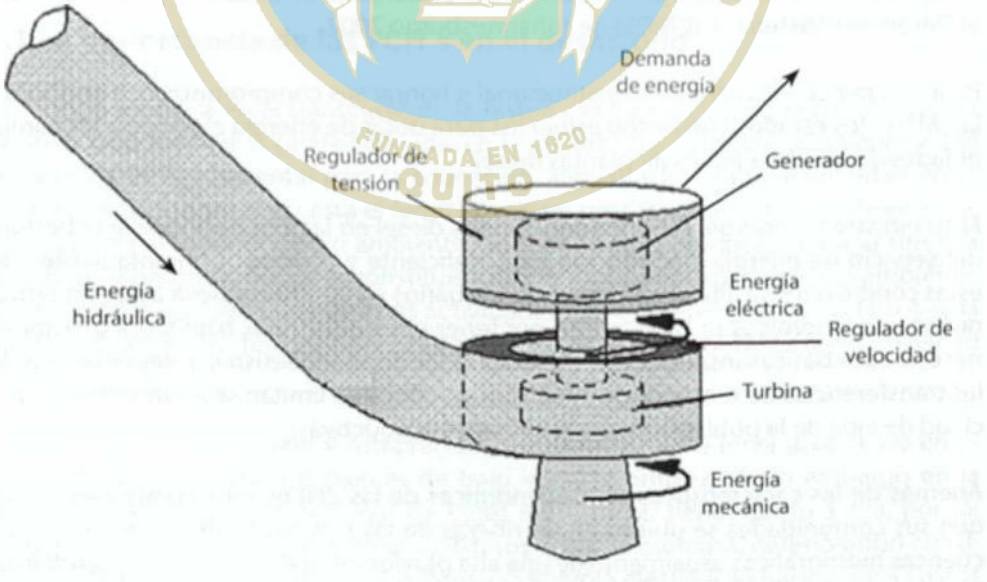


Figura 1.2. Proceso de conversión de energía.

1.3. La energía hidráulica

La energía hidráulica corresponde a un proceso de conversión de energía gravitacional, originada a partir del flujo másico del agua a través de la tubería de presión (ver figura 1.3). Es decir la energía hidráulica suministrada a la turbina equivale al peso de agua *m* que se desplaza en el tramo, comprendido entre la sección de entrada (0-0) y la salida de la tubería de presión (1-1), y corresponde a:

$$E_H = H_{est} m ,$$

donde: H_{est} es la altura estática, que corresponde a la diferencia entre el nivel superior *NS* e inferior *NI* (ver figura 1.3), esto es: $H_{est} = z_{NS} - z_{NI}$, el peso del agua *m* corresponde a: $m = \rho g V$ en esta ecuación el volumen *V* equivale al producto del caudal *Q* en una magnitud de tiempo *t*: $V = Q * t$.

De esta forma la energía hidráulica suministrada a la turbina corresponde a:

$$E_H = H_{est} \rho g Q t$$

Y la *potencia hidráulica total* obtenida en este tramo equivale a:

$$P_H = \frac{E_H}{t} = H_{est} \rho g Q$$

Al sustituir los valores de la densidad del agua y la aceleración de la gravedad se tiene que la *potencia hidráulica total* dada en kilowatts es igual a:

$$P_H = 9{,}81 H_{est} Q \ ; \ (kW)$$

donde: Q es el caudal dado en (m^3/s) y H_{est} es la caída en (m).

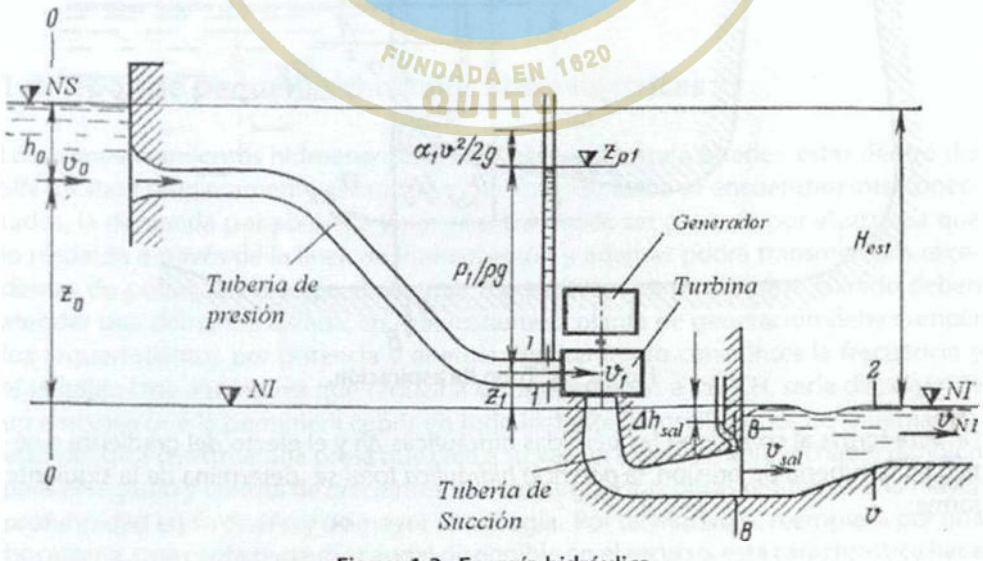


Figura 1.3. Energía hidráulica.

Sin embargo es importante señalar que en la ecuación anterior, la altura estática no incluye las pérdidas por longitud y accesorios en la tubería de presión, además no considera el efecto del gradiente cinético en la tubería de presión y la recuperación de parte de la energía cinética del agua a la salida del tubo de succión.

Por tal motivo para tener un mayor detalle y considerar las pérdidas por longitud y accesorios en la tubería de presión Δh, la *potencia hidráulica total* se determina de la siguiente forma:

$$P_H = 9{,}81(H_{est} - \Delta h)Q$$

El efecto del gradiente cinético en la tubería de presión se refiere a la diferencia de velocidades entre la toma de agua y el final de la tubería de presión, (ver figura 1.4). Para esta condición, la caída de la turbina H corresponde a la diferencia entre la *"Caída Bruta de la turbina"* y las pérdidas hidráulicas por longitud y accesorios en la tubería de presión:

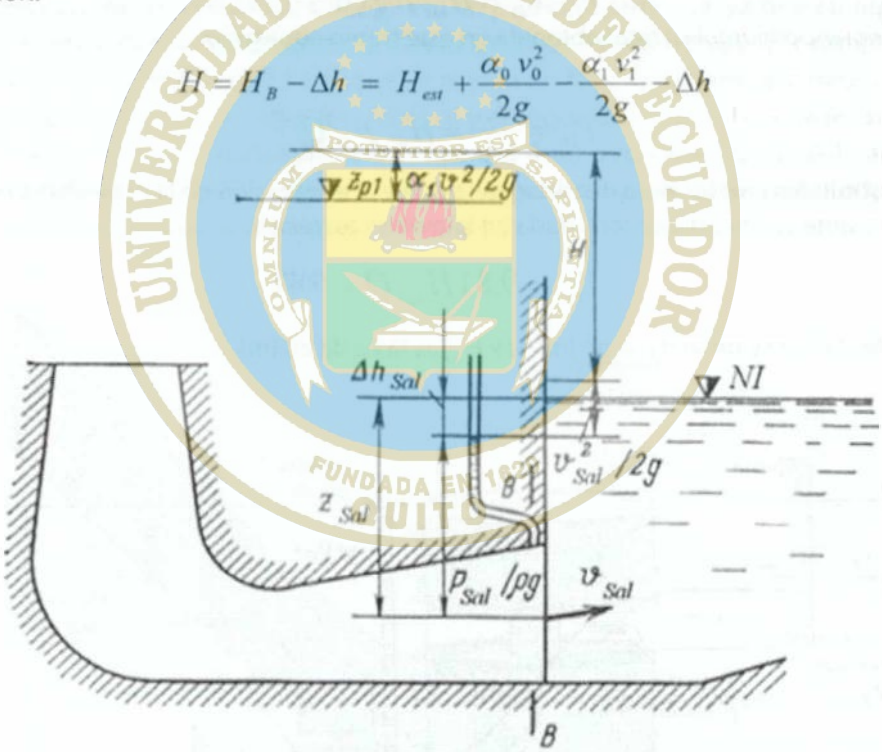


Figura 1.4. Tubo de aspiración.

De esta forma al considerar las pérdidas hidráulicas Δh y el efecto del gradiente cinético en la tubería de presión, la *potencia hidráulica total* se determina de la siguiente forma:

$$P_H = 9{,}81\left(H_{est} - \Delta h + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right)Q$$

Sin embargo es necesario considerar, la recuperación de parte de la energía cinética del agua a la salida del tubo de succión, que hace que aumente la caída (ver figura 1.5) en una magnitud equivalente a:

$$e_{sal} = -\Delta h_{sal} + \frac{\alpha_{sal} v_{sal}^2}{2g}$$

De esta forma al considerar la recuperación energética en el tubo de succión, las pérdidas hidráulicas y el efecto del gradiente cinético en la tubería de presión, se tiene que la potencia hidráulica total equivale a:

$$P_H = 9{,}81\left(H_{est} - \Delta h + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta h_{sal} - \frac{\alpha_{sal} v_{sal}^2}{2g}\right)Q$$

Es importante señalar que la energía aportada por el tubo se succión es relevante en aprovechamientos hidroenergéticos de baja caída, donde esta puede equivaler entre un 50 a un 90% de la energía total. Sin embargo en PCH´s de media y alta caída, la recuperación de parte de la energía cinética del agua a la salida del tubo de succión no es relevante y por tal motivo se pueden considerar que la *"Caída Neta de la turbina"* equivale a:

$$H = H_{est} - \Delta h$$

1.4. Tipos de pequeñas centrales hidroeléctricas

Los aprovechamientos hidroenergéticos en pequeña escala pueden estar dentro del SIN o estar completamente aislados en ZNI. Cuando éstos se encuentran interconectados, la demanda por potencia y por energía puede ser cubierta por el sistema que lo respalda a través de la línea de interconexión y además podrá transmitir sus excedentes de potencia y energía al sistema. Sin embargo esto no ocurre cuando deben atender una demanda aislada, en este instante la planta de generación debe cumplir los requerimientos por potencia y energía, manteniendo constantes la frecuencia y el voltaje. Una alternativa que reduciría estas exigencias a la PCH, sería disponer de un embalse que le permitiera cubrir en todo instante las oscilaciones de la demanda, esto obliga a construir una presa que crea a su vez un embalse, aprovechable también para el regadío y control de crecientes; sin embargo estas obras requieren una mayor profundidad en su diseño y de mayor tecnología. Por tal motivo se reemplaza por una bocatoma, que capta parte del caudal disponible en el recurso, esta característica hace

que P.C.H en derivación trabaje a filo de agua. Adicionalmente las P.C.H´s se adaptan fácilmente a diferentes condiciones de caída impuestas por las características topográficas y cartográficas de la zona del proyecto; de esta forma las PCH´s también se pueden clasificar según la caída en: baja, media y alta caída (ver tabla 1.4 y figura 1.5).

Bajo estas consideraciones en ZNI, los aprovechamientos hidroenergéticos en pequeña escala deben atender una demanda por potencia y energía manteniendo constantes la frecuencia y el voltaje, con una PCH en derivación (ver figura 1.5). Esta PCH se caracteriza por no disponer de un embalse que le permita reservar agua para usarla en las épocas de menor caudal, en tal sentido el caudal es tomado directamente del recurso hídrico a través de una bocatoma, que se comunica con un canal, quien se encarga de conducir el caudal con una pequeña pendiente hasta el lugar donde se obtiene la caída necesaria, para obtener la potencia requerida; en este lugar se encuentra un tanque de carga y un desarenador que unen el canal con la tubería de presión, encargada de llevar el caudal hasta la turbina (ver figura 1.5).

Tabla 1.4. Clasificación para pequeños aprovechamientos hidroenergéticos según la caída.

Tipo	Caída (m)		
	Baja	Media	Alta
MicroCHE	H>15	15<H<50	H>50
MiniCHE	H<20	20<H<100	H>100
PCH	H<25	25<H<130	H>130

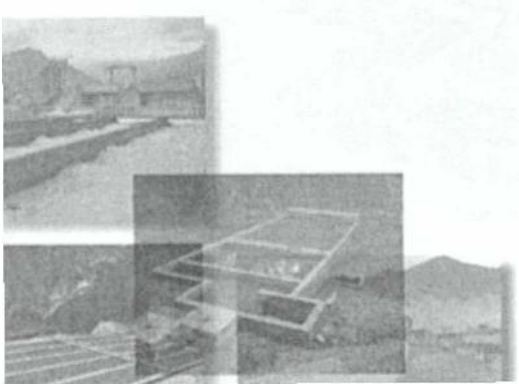


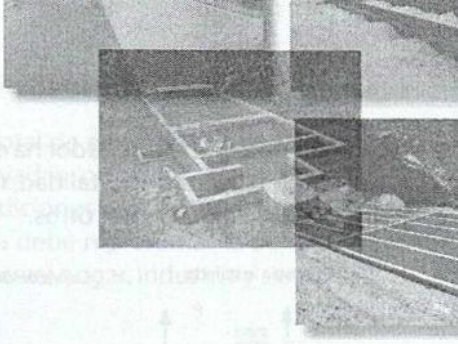
Figura 1.5. PCH en derivación.

Algunas de las características más relevantes de los elementos que componen la P.C.H. son (*véase figura 1.5*):

- *Bocatoma (1).* Es la obra mediante la cual tomamos el caudal, que se requiere para obtener la potencia de diseño, su construcción es sólida ya que debe soportar las crecidas del río.
- *Obra de conducción (2).* Se encarga de conducir el caudal desde la bocatoma hasta el tanque de carga, posee una pequeña pendiente, en la mayoría de los casos suele ser un canal, aunque también puede ser un túnel y/o una tubería.
- *Desarenador (3).* Es necesario que las partículas en suspensión que lleva el agua sean decantadas, por ello al final de la obra de conducción se construye un tanque de mayores dimensiones que el canal, para que las partículas pierdan velocidad y sean decantas.
- *Tanque de carga (4).* En esta obra la velocidad del agua es prácticamente cero, empalma con la tubería de presión, sus dimensiones deben garantizar que no ingresen burbujas de aire en la tubería de presión, permitir el fácil arranque del grupo turbina - generador y amortiguar el golpe de ariete.
- *Aliviadero (5).* Con esta obra se vierte el caudal de exceso que se presentan en la bocatoma y en el tanque de carga, y se regresa al cauce del aprovechamiento.
- *Tubería de presión (6).* A través de ella se conduce el caudal de diseño hasta la turbina, está apoyada en anclajes que le ayudan a soportar la presión generada por el agua y la dilatación que le ocurre por variación de temperatura.
- *Casa de máquinas (7).* En ella encontramos el hidrogrupo, encargado de transformar la energía potencial en mecánica y está en eléctrica para atender la demanda.
- *Otros elementos.* Válvulas, reguladores, volante, tablero de medida y protecciones, subestación, barraje, etc.

FUNDADA EN 1620 QUITO





2. Demanda de energía eléctrica

Para una comunidad aislada el análisis de la demanda de energía eléctrica es una de las piezas fundamentales para determinar el consumo actual por potencia y energía de la población y la demanda futura para un periodo de T años. Esta proyección debe tener en cuenta que un periodo prolongado acarrea mayores costos en los diseños y la construcción; por tal motivo el periodo de proyección es un criterio del diseñador para satisfacer las necesidades energéticas de la comunidad, el cual debe estar en armonía con la disponibilidad energética del recurso hídrico.

Es importante señalar que para una PCH embebida dentro de un sistema energético tiene mayor relevancia los réditos económicos que ésta trae por la venta de energía, por tal motivo para ella la evaluación de la demanda de energía no adquiere mayor importancia.

Es usual que para realizar la evaluación de la demanda de energía de una comunidad aislada la información sea escasa, esto hace que quien realiza el estudio de demanda recurra a información del uso actual de otros energéticos y de futuras aplicaciones de la energía eléctrica. Adicionalmente se deben conocer aspectos administrativos, demográficos y socio económicos, dentro de los cuales destacamos: nombre del pueblo o corregimiento, ubicación, características de pueblo (urbano y/o rural), viviendas (número de viviendas, características de la vivienda, número de habitantes, entre otros), vías de acceso y medios de transporte, tipo de comunidad (indígena, afro descendiente y otras), líderes de la comunidad, organizaciones comunitarias e industriales, migración y emigración, natalidad y mortalidad, nivel cultural, entre otros.

En todo caso el estudio debe orientarse a conocer la capacidad instalada, la curva de demanda y la proyección de la demanda máxima proyectada de la comunidad, (ver figura 2.1) aspectos que hacen referencia a:

- ***Capacidad instalada***. Esta representa la sumatoria de las potencias instaladas de la comunidad para atender demandas de tipo residencial, industrial, servicios públicos, entre otros; en ella se identifican los instrumentos eléctricos y su potencia.
- ***La curva de demanda.*** Esta refleja el uso de los equipos eléctricos durante un día representativo, indicándonos el uso de estos dentro de un horario, y reflejándose como el consumo de un día típico; de ella se extrae la demanda máxima (pico) por potencia y por energía.
- ***Demanda futura***. Esta corresponde a la proyección de la demanda máxima por potencia y por energía de un día representativo proyectada en un periodo de T

SIB - UCE

años, que el diseñador ha establecido; para ello debe tener en cuenta información de natalidad, mortalidad, migración, emigración, perspectivas de desarrollo de la comunidad, entre otros.

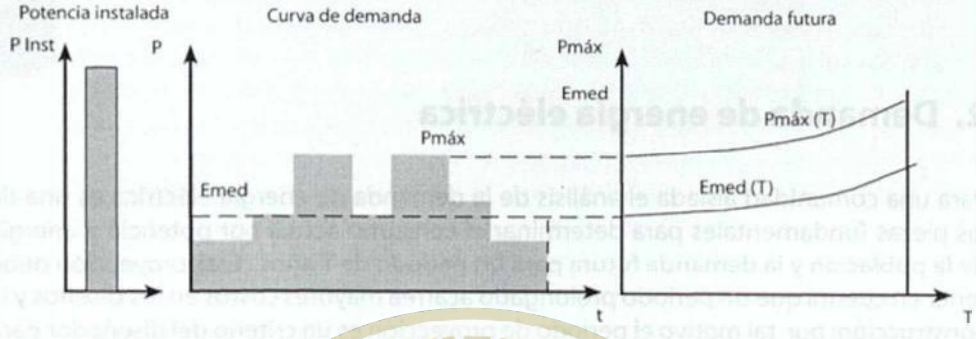


Figura 2.1. Potencia instalada, curva de demanda de la comunidad durante un día típico y proyección por potencia y por energía de la comunidad durante T años.

Dado que el estudio de demanda es más riguroso para las comunidades aisladas, previo a su realización se debe clasificar la comunidad de acuerdo con la disponibilidad de energía eléctrica:

- La comunidad no ha tenido servicio de energía eléctrica.
- La comunidad ha tenido servicio de energía eléctrica con un grupo de combustión interna.
- La comunidad dispone de energía eléctrica con un grupo de combustión interna.

2.1. La comunidad no ha tenido servicio de energía eléctrica

Estas son zonas que por sus dificultades de acceso no han tenido la oportunidad de mejorar su nivel de vida con el uso de la energía eléctrica y en consecuencia tienen como sustituto de ella otras fuentes, como: la leña, petróleo, gas, *fuel oil*, baterías, carbón, velas, entre otros. Determinar la demanda de energía eléctrica en estas condiciones se puede realizar en forma preliminar o en su defecto realizar una encuesta socio económica que detalle energéticamente la comunidad, tal que permita conocer la potencia instalada, la curva de demanda y la demanda futura.

Demanda actual aproximada. Para identificar la ***demanda actual en forma preliminar*** de la comunidad se debe obtener al interior de la misma una información que nos refleje el consumo energético; por tal motivo se recomienda inicialmente indagar y obtener los siguientes datos: número de habitantes, familias, casas, industrias agrícolas, mineras, pesqueras, madereras, y/u otras.

Con base en esta información preliminarmente se puede conocer la demanda actual en forma aproximada, al asignar un consumo básico por potencia y energía (por

familia, habitantes y/o casa) y multiplicándolo por el total de estos. El consumo básico se puede obtener de instituciones estatales y/o privadas que suministran energía eléctrica a comunidades con iguales y/o similares condiciones socio-económicas. No obstante la demanda obtenida por potencia y energía debe representar la demanda de los habitantes en lo que respecta a sus necesidades en el hogar, industria y servicios públicos.

Demanda de energía. Una forma más exacta para determinar la demanda de energía requiere una mayor información de la comunidad, con más detalle para sectorizarla, en lo que respecta a sus actividades, los horarios en que se desarrollan y la cantidad de los energéticos sustitutos utilizados; se sugiere de la siguiente forma:

- La ***demanda del sector residencial*** se caracteriza por ser diversa, lo cual exige la identificación de los hábitos de la comunidad (horarios para la preparación de alimentos, descanso, recreación, iluminación, entre otros) y las características de las viviendas, aspectos que en su conjunto determinaran el uso de la energía eléctrica. Esto permite unificar en una *residencia representativa* el total de la comunidad o por grupos en el caso en que esta sea muy grande o disímil (comunidades indígenas, afro descendientes, colonos, entre otros).

- La ***demanda del sector industrial y comercial*** está muy relacionada con las actividades que realiza la comunidad, bien sea en forma artesanal o con un mínimo de energía eléctrica. La información previamente obtenida señala el uso de la energía eléctrica en actividades actuales y/o potenciales para desarrollar y sus horarios, estas pueden ser: turismo ecológico, agrícolas, madereras, pesqueras, ganaderas, mineras, almacenes, entre otros.

- La ***demanda por servicios públicos*** esta directamente ligada al índice de desarrollo humano, por ello ésta demanda usualmente está enmarcada por directrices constitucionales de cada país y de compromisos para reducir la pobreza. En tal sentido como resultado de la información previa se identifica los servicios públicos que requieren energía eléctrica y sus horarios, los cuales pueden ser: educación, agua potable, alcantarillado, servicio de salud, telecomunicaciones, alumbrado público, educación entre otros.

- La ***demanda por otros sectores*** están relacionadas con organizaciones oficiales (puesto de policía, alcaldía, etc.) y no gubernamentales (cultos religiosos, asociaciones, etc.) que también harán uso de la energía eléctrica.

Paralelo a la tipificación de los sectores, la información se codifica para calcular la demanda por potencia y energía en cada uno de los sectores siguiendo la tabla 2.1 de la siguiente forma:

- ***n*** número de usuarios que tienen un electrodoméstico dado.
- ω corresponde al uso específico de la energía eléctrica en cada una de las demandas de energía eléctrica.

- γ corresponde al tipo de sector de energía eléctrica.
- *l* corresponde a un intervalo de tiempo en el que se usa determinado equipo eléctrico.
- $A^{\gamma}_{\omega l}$ magnitud binaria (0 ó 1) que identifica si dentro de la rutina del día se tiene determinado uso de la energía eléctrica (ω = 1,…,*i*), de un sector dado (γ = 1,…,*j*), en un intervalo de tiempo (*l* = 1,…,24 h)
- G^{γ} crecimiento porcentual de la potencia en cada sector.
- C^{γ}_{ω} probabilidad de encendido simultáneo de un electrodoméstico dado en un uso determinado ω en un sector dado γ
- K^{γ}_{ω} magnitud que corresponde a la probabilidad de que *n* número de usuarios tenga determinado electrodoméstico para un uso determinado ω en un sector dado γ
- P_{ω} potencia promedio de cada uno de los equipos eléctricos que atienden la demanda de energía eléctrica (ver tabla 2.2).

La información codificada se transcribe siguiendo el orden indicado en la tabla 2.1 para cada uno de las demandas de energía durante un día típico.

Tabla 2.1. Característica del consumo de energía de un día típico.

ω	$A^{\gamma}_{\omega l}$				C^{γ}_{ω}	K^{γ}_{ω}	P_{ω} (kW)	$P^{\gamma}_{\omega l}$ (kW)
	1	2	m	24				
1	$A^{\gamma}_{1,1}$	$A^{\gamma}_{1,2}$	$A^{\gamma}_{1,m}$	$A^{\gamma}_{1,24}$	C^{γ}_{1}	K^{γ}_{1}	P_1	$P^{\gamma}_{1,1}$
2	$A^{\gamma}_{2,1}$	$A^{\gamma}_{2,2}$	$A^{\gamma}_{2,m}$	$A^{\gamma}_{2,24}$	C^{γ}_{2}	K^{γ}_{2}	P_2	$P^{\gamma}_{2,1}$
3	$A^{\gamma}_{3,1}$	$A^{\gamma}_{3,2}$	$A^{\gamma}_{3,m}$	$A^{\gamma}_{3,24}$	C^{γ}_{3}	K^{γ}_{3}	P_3	$P^{\gamma}_{3,1}$
i	$A^{\gamma}_{i,1}$	$A^{\gamma}_{i,2}$	$A^{\gamma}_{i,m}$	$A^{\gamma}_{i,2i}$	C^{γ}_{i}	K^{γ}_{i}	P_i	$P^{\gamma}_{i,1}$

La curva de demanda de un día típico se construye para tres (3) escenarios: mínimo, máximo y medio, los cuales se diferencian en función de la probabilidad de encendido simultáneo de un electrodoméstico dado C^{γ}_{ω}; en donde la probabilidad C^{γ}_{ω} del escenario mínimo corresponde a la obtenida por el procesamiento de la información con métodos estadísticos, la probabilidad del máximo equivale a la unidad (C^{γ}_{ω} = 1), es decir, que todos los equipos eléctricos están encendidos y la probabilidad del

escenario medio se toma como la media aritmética entre el máximo y el mínimo.

Tabla 2.2. Potencia media de algunos equipos eléctricos.

Residencial	Potencia (kW) P_ω	Agroindustria	Potencia (kW) P_ω
Nevera	0,25	Aserrío	30 – 60
Televisor	0,10	Carpintería	3 – 15
Grabadora	0,04	Trapiche	10 – 20
Equipo sonido	0,10	Telares	2 – 6
Licuadora	0,20	Molino de granos	3 – 20
Ventilador	0,10	Beneficiadores de café	5 – 30
Máquina de coser	0,10	Bombeo	2 – 100
Plancha	1,00 – 1,50	Fábricas de hielo	6 – 60
Radio - teléfono	0,10	Molino de carnes	5 – 10
Boquilla eléctrica	1,00 – 1,50	Cuarto frío	6 – 60

Con base en la información previa se determina la curva de demanda típica para cada escenario, para ello inicialmente se determina la demanda por potencia $P^{\gamma}_{\omega l}$ que corresponde a determinado uso ω de un sector dado γ en un intervalo de tiempo *l*, de la siguiente forma:

$$P^{\gamma}_{\omega l} = A^{\gamma}_{\omega l} * C^{\gamma}_{\omega} * K^{\gamma}_{\omega} * P_{\omega} * n$$

La demanda por potencia de cada sector en un intervalo de tiempo P^{γ}_{l} se determina como la sumatoria de las potencias parciales previamente determinadas en cada sector:

$$P^{\gamma}_{l} = \sum P^{\gamma}_{\omega l}$$

Se debe tener en cuenta que los motores eléctricos transitoriamente en el momento de arranque pueden duplicar su potencia, no obstante este pico se puede disminuir mediante el uso de dispositivos de arranque a tensión reducida o realizar un arranque de los mismos en forma secuencial.

Al sumar la demanda por potencia en cada sector P^{γ}_{l} se tiene la potencia total para un intervalo de tiempo dado:

$$P_l = \sum P^{\gamma}_{l}$$

La gráfica de la capacidad instalada en cada sector se obtiene la curva de demanda de un día típico (ver figura 2.1), en la que sobresalen la demanda por potencia mínima y máxima. Esta última para cada escenario y el total equivalen a:

$$P^{\gamma}_{\max} = \max\,(P^{\gamma}_{l}) \quad , \quad P_{\max} = \max\,(P_l)$$

Conocida la demanda por potencia en cada sector durante un intervalo de tiempo

P_I^γ se puede determinar la demanda por energía de un día típico E_D^γ y anual E_A^γ de la siguiente forma:

$$E_D^\gamma = \sum_{I=1}^{24} P_I^\gamma * \Delta t_I \,,\; E_A^\gamma = 365 * E_D^\gamma$$

Donde: Δt_I corresponde al tiempo en que se tiene una determinada demanda por potencia de cada sector, (dado en horas).

De esta forma el consumo energético de la comunidad durante un día típico E_D y anual E_A equivale a la sumatoria energética de todos los sectores:

$$E_D = \sum_{\gamma=1}^{4} E_D^\gamma \,,\; E_A = 365 * E_D$$

Demanda futura. La demanda futura es el pronóstico del crecimiento de la demanda máxima por potencia P_T^γ y la demanda diaria por energía E_T^γ para un periodo "T" preestablecido por el diseñador de la pequeña central, teniendo en cuenta los diferentes escenarios (mínimo, medio y máximo). No obstante es necesario prever que la demanda futura inicialmente aumentará significativamente en aquellas comunidades que no han tenido este servicio y disminuirá si lo han tenido o si disponen de una planta Diesel. Adicionalmente la proyección debe incluir un incremento ocasionado por otros factores que indirectamente afectan la demanda futura, como lo son:

- El rendimiento del equipo disminuye con el correr de los años.
- La tala de bosques en el área de la cuenca del proyecto.

Por tal motivo, determinar la demanda futura es de cuidado ya que se realiza con base a estimaciones de crecimiento anual en cada sector G^γ, el cual además de incluir los aspectos técnicos y de disponibilidad energética, debe adicionalmente considerar: natalidad, mortalidad, migración, emigración, perspectivas de desarrollo, entre otros.

De esta forma la demanda futura por potencia P_T^γ y por energía E_T^γ en cada sector proyectada para un periodo "T" se puede determinar en una forma aproximada de la siguiente forma:

$$P_T^\gamma = P_{\max}^\gamma * \left(1 + G^\gamma\right)^T \,,\; E_T^\gamma = E_A^\gamma * \left(1 + G^\gamma\right)^T$$

Sin embargo para tener en cuenta aspectos particulares de cada año, se deben considerar crecimientos anuales "i" diferentes G_i^γ, es decir:

$$P_T^\gamma = P_{\max}^\gamma \sum_{i=1}^{T} G_i^\gamma \,,\; E_T^\gamma = E_A^\gamma \sum_{i=1}^{T} G_i^\gamma$$

La sumatoria de las demandas futuras sectoriales por potencia P_T^γ y por energía E_T^γ reflejará el total de la comunidad: $P_{\hat{O}} = \sum_{\nu=1}^{4} P_T \;\; E_{\hat{O}} = \sum_{\gamma=1}^{4} E_T^\gamma$

2.2. La comunidad ha tenido servicio de energía eléctrica con un grupo de combustión interna

Algunos poblados aislados han tenido temporalmente energía eléctrica; que por lo general es una planta Diesel, la cual ha dejado de funcionar por falta de mantenimiento, costo de combustible y otras causas.

En estos casos a la comunidad le ha quedado una infraestructura en equipos electrodomésticos y posiblemente industriales, pero la carencia de la energía eléctrica se ha solucionado con otras fuentes energéticas menos eficientes, enumeradas en el caso anterior y posiblemente se han adquirido plantas eléctricas para uso residencial y/o industrial. En tal caso se debe cubrir la demanda de los equipos ya adquiridos por la comunidad, que inicialmente dispusieron cuando hubo energía eléctrica y otros equipos potenciales.

2.3. La comunidad tiene servicio de energía eléctrica con un grupo de combustión interna

En gran parte de las zonas no interconectadas es usual que plantas Diesel suministren energía eléctrica a comunidades aisladas; servicio que se caracteriza por su baja confiabilidad, ya que la dificultad de acceso hacen que su mantenimiento y operación sean realizados por personal no calificado, tenga un elevado costo por kWh generado debido a que el valor del combustible se incrementa por las dificultades de transporte, por tal motivo la mayoría de estas plantas están subsidiadas por el estado y se limitan a suministrar energía en las horas de la noche.

El servicio deficiente y costoso que ofrecen en estas condiciones las plantas Diesel, posibilitan la opción de usar los recursos hidroenergéticos de la zona, para la generación de energía eléctrica; en tal caso el estudio de la demanda puede ser más exacto, ya que la comunidad tiene una reserva de electrodomésticos y se han desarrollado pequeñas industrias, solo resta indirectamente identificar la demanda que no se cubre en el horario diurno.

En particular es común para las zonas no interconectadas independientemente del suministro de energía disponer de plantas pequeñas de combustible fósil, en tal caso el estudio de demanda debe incluirlas.

Ejemplo

Se requiere evaluar la demanda de energía eléctrica de la cabecera municipal de una comunidad aislada, ubicada en una región donde no se dispone de este servicio.

La encuesta encontró que la población está formada por 126 viviendas, todas

habitadas; caracterizadas por tener en su mayoría una sala comedor, una alcoba y un baño. Algunos de las viviendas son un poco más grandes. Para realizar el estudio de demanda industrial y comercial se tiene la siguiente información:

- Una pesquera, que tiene necesidades de iluminación y cuartos fríos; se determinó que tendrá una potencia instalada de 5000 watts.
- Un aserrío, fundamentalmente requerirá de una potencia instalada de 30 kilowatts

Los servicios públicos que requiere la comunidad son:

- La escuela tiene necesidades de iluminación, la potencia instalada requerida es de 1500 watts.
- El puesto de salud requiere energía eléctrica para iluminación y otros equipos (esterilizadores y neveras). La potencia instalada por iluminación y otros equipos es de 1000 watts cada una.
- El alumbrado público para la comunidad requiere de 80 lámparas de 100 watts para una potencia instalada de 8000 watts.
- La iglesia necesita iluminación y sonido, la potencia instalada es de 500 watts.
- Para disponer de comunicación telefónica se necesita de un equipo de potencia instalada de 1000 watts.
- El agua potable se tomará de un acueducto por gravedad, para su funcionamiento se necesitan motores pequeños e iluminación, su potencia es 2000 watts.
- Se le suministrará energía eléctrica a la sede de la organización campesina (500 watts) y a la junta de acción comunal (300 Watts).
- Para cubrir la demanda de oficinas públicas se dispondrá de una potencia de 2000 watts.

Adicionalmente a través de la encuesta se encontró que la comunidad tiene los siguientes hábitos:

- 0 – 5 descansan
- 5 – 7 preparan el desayuno,
- 7 – 11 tienen una actividad agroindustrial
- 11 – 13 toman el almuerzo
- 13 – 17 siguen con su actividad agroindustrial
- 17 – 19 toman la comida
- 19 – 21 toman un tiempo para la recreación
- 21 - 24 descansan

Basados en esta información se determinó el consumo de la comunidad, de acuerdo con su uso (residencial, comercial, industrial y servicios públicos), el resultado de la demanda actual y futura de se consigna en las tablas 2.3, 2.4 y 2.5. y se graficó en las figuras 2.2 , 2.3 y 2.4

Con base en el resultado del estudio de demanda, se encontró que la comunidad requiere para atender sus necesidades de energía eléctrica dentro de los próximos

25 años de una planta hidroeléctrica de una potencia instalada de 70 kilowatts y una energía para el año 25 de 369428,4 kWh.

Estos requerimientos por potencia y energía pueden aumentar o se pueden disminuir. Se puede requerir una potencia mayor de la planta hidroeléctrica en el caso que aumente la demanda pico, este factor no es muy favorable para el proyecto ya que reduce la vida del proyecto y crea racionamiento durante las horas pico, que puede ser solucionado con la conexión de un generador de combustible fósil durante estas horas. Cuando se reduce la demanda de potencia en el proyecto, posiblemente aumente la vida del proyecto este factor es positivo, siempre y cuando no afecte su viabilidad económica.

El aumento de la energía directamente incrementa los ingresos por venta de la misma, lo que representa para el proyecto un beneficio, que será mayor en la medida en que no se aumente la demanda pico; una reducción en la demanda de energía eléctrica afecta su viabilidad económica.

El uso de la estufa eléctrica por un número mayor de habitantes incrementa la demanda de energía por potencia. En este caso es recomendable que se use un energético alterno como el gas.

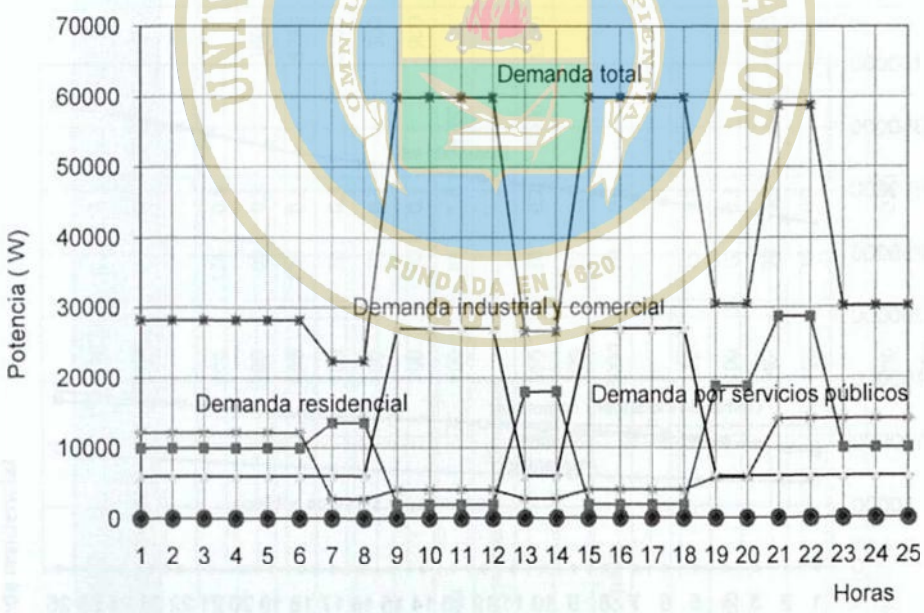


Figura 2.2. Demanda potencial de la comunidad

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

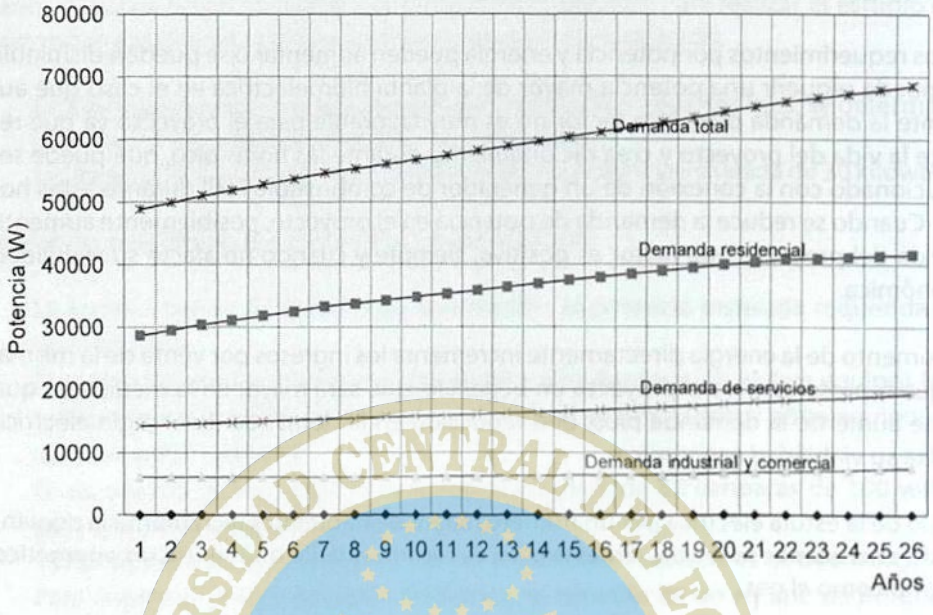


Figura 2.3. Crecimiento de la demanda por potencia durante la vida del proyecto

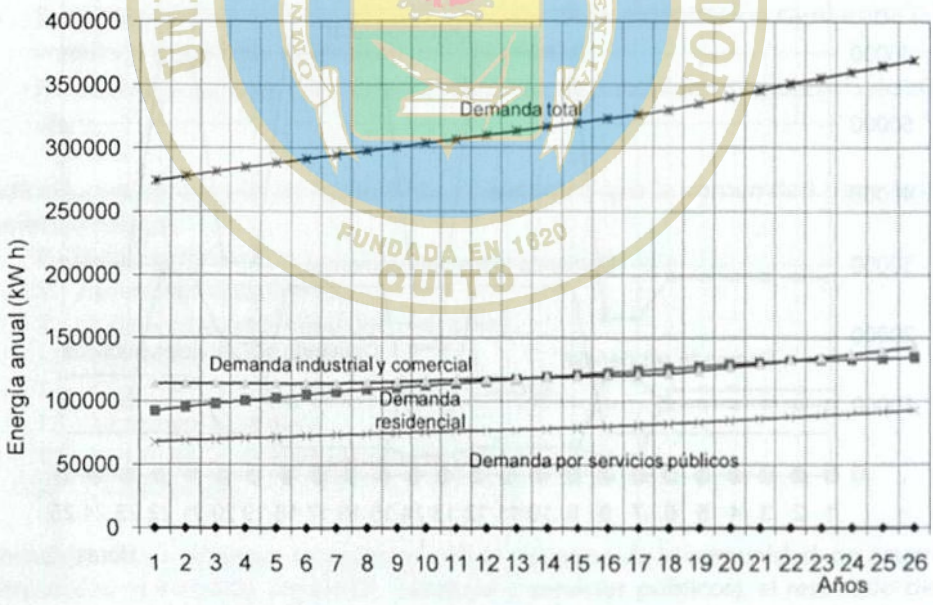


Figura 2.4. Crecimiento de la demanda por energía durante la vida del proyecto

Tabla 2.3. Demanda residencial

UTILIDAD	POTENCIA	n	A	HORARIO DE USO (Horas)								Energía Kw-h	
(Usuario representativo)	Watts		%	0 - 5	5 - 7	7 - 11	11 - 13	13 - 17	17 - 19	19 - 21	21 - 24	Día	Año
Iluminación													
Sala	100	126	0.5							6300			
Comedor	100	60	0.3		1800				1800				
Alcoba No. 1	100	126	0.3		3780					3780			
Alcoba No. 2	100	70	0.3		2100					2100			
Alcoba No. 3	100	10	0.3		300					300			
Baño	100	90	0.1		900					900			
Puerta de entrada	100	85	1.0	8500						8500	8500		
Preparación y preservación de alimentos													
Nevera	250	30	0.2	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500		
Licuadora	100	10	0.1				100						
Estufa de dos boquillas	3000	20	0.2				12000		12000				
Recreación													
Televisor	100	15	0.8				1200			1200			
Equipo de sonido	100	10	0.3						300				
Grabadora	40	90	0.8		2880		2880		2880	2880			
Ventilador	100	10	0.3		300	300	300	300	300				
Otros													
Máquina de coser	100	5	0.2			100		100					
Plancha	1200	5	0.2							1200			
TOTAL	138800 Watts			10000	13560	1900	17980	1900	18780	**28660**	10000	253.16	92403.4

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR SAPIENTIA
FUNDADA EN 1826
QUITO

Tabla 2.4. Demanda industrial, comercial y servicios públicos

UTILIDAD	POTENCIA	#	A	HORARIO DE USO (Horas)								Energía Kw-h	
	Watts		%	0 - 5	5 - 7	7 - 11	11 - 13	13 - 17	17 - 19	19 - 21	21 - 24	Día	Año
Industrial y comercial													
Pesquera	5000	2	0.6	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000		
Aserrio	30000	1	0.7			21000		21000					
TOTAL	35000			6000	6000	27000	6000	27000	6000	6000	6000	312.0	113880
Servicios públicos													
Escuela	1500	2	0.3	900					900	900	900		
Salud : Iluminación	1000	2	0.4	800	800				800	800	800		
Salud: Otros equipos	1000	2	0.7			1400		1400	1400				
Alumbrado público	8000	1	1.0	8000						8000	8000		
Iglesia	500	1	0.2	100						100	100		
Comunicaciones	1000	1	0.6			600	600	600	600				
Agua potable	2000	1	1.0		2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000		
Entidades públicas	2000	1	1.0	2000						2000	2000		
Casa campesina	500	1	0.5	250						250	250		
Junta de acción comunal	300	1	0.5	150						150	150		
TOTAL	17800			12200	2800	4000	2800	4000	5700	14200	14200	186.2	67963.0

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FUNDADA EN 1620
QUITO

Tabla 2.5. Demanda total

UTILIDAD	POTENCIA	A	HORARIO DE USO (Horas)								Energía Kw-h	
	Watts	%	0 - 5	5 - 7	7 - 11	11 - 13	13 - 17	17 - 19	19 - 21	21 - 24	Día	Año
RESIDENCIAL	138800		10000	13560	1900	17980	1900	18780	**28660**	10000	253.16	92403.4
INDUSTRIAL Y COMERCIAL	35000		6000	6000	27000	6000	27000	6000	**6000**	6000	312.00	113880.0
SERVICIOS PUBLICOS	17800		12200	2800	4000	2800	4000	5700	**14200**	14200	186.20	67963.0
TOTAL	191.600		28200	22360	32900	26580	32900	30480	**58860**	30200	751.36	274246.4

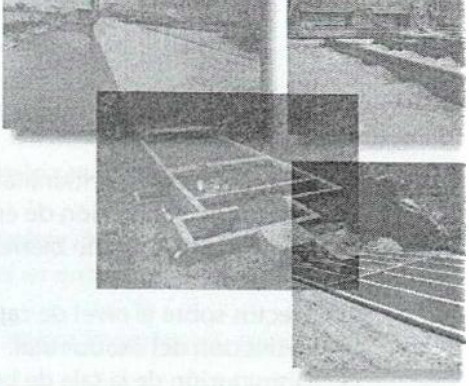
Tabla 2.6. Crecimiento de la demanda

Año	Demanda Residencial				Demanda Industrial - comercial				Demanda Servicios Públicos				Demanda total	
	G	Potencia	G	Energía	G	Potencia	G	Energía	G	Potencia	G	Energía	Potencia	Energía
	%	Watts	%	Kw-h - año	%	Watts	%	Kw-h - año	%	Watts	%	Kw-h - año	Watts	Kw-h - año
0	0	28660	0	92403,4	0	6000	0	113880	0	14200	0	67963	48860	274246,4
1	3	29519,8	3	95175,5	0	6000	0	113880,0	1,3	14384,6	1,3	68846,5	49904,4	277902,0
2	3	30405,4	3	98030,8	0	6000,0	0	113880,0	1,3	14571,6	1,3	69741,5	50977,0	281652,3
3	2,3	31104,7	2,3	100285,5	0	6000,0	0	113880,0	1,3	14761,0	1,3	70648,2	51865,7	284813,6
4	2,3	31820,1	2,3	102592,0	0	6000,0	0	113880,0	1,3	14952,9	1,3	71566,6	52773,1	288038,6
5	2,3	32552,0	2,3	104951,7	0	6000,0	0	113880,0	1,3	15147,3	1,3	72497,0	53699,3	291328,6
6	2,3	33300,7	2,3	107365,5	0	6000,0	0	113880,0	1	15298,8	1	73221,9	54599,5	294467,5
7	1,5	33800,2	1,5	108976,0	0,6	6036,0	0,6	114563,3	1	15451,8	1	73954,1	55288,0	297493,5
8	1,5	34307,2	1,5	110610,7	0,6	6072,2	0,6	115250,7	1	15606,3	1	74693,7	55985,7	300555,0
9	1,5	34821,8	1,5	112269,8	0,6	6108,6	0,6	115942,2	1	15762,4	1	75440,6	56692,8	303652,6
10	1,5	35344,1	1,5	113953,9	0,6	6145,3	0,6	116637,8	1	15920,0	1	76195,0	57409,4	306786,7
11	1,5	35874,3	1,5	115663,2	0,6	6182,2	0,6	117337,6	1	16079,2	1	76957,0	58135,6	309957,8

Continúa...

Viene...

Año	Demanda Residencial				Demanda Industrial - comercial				Demanda Servicios Públicos			Demanda total	
		Potencia	G	Energía	G	Potencia	G	Energía	G	Potencia	G	Energía	Potencia	Energía
	%	Watts	%	Kw-h - año	%	Watts	%	Kw-h - año	%	Watts	%	Kw-h - año	Watts	Kw-h - año
12	1,5	36412,4	1,5	117398,1	0,6	6219,3	0,6	118041,7	1	16240,0	1	77726,5	58871,6	313166,4
13	1,5	36958,6	1,5	119159,1	0,6	6256,6	0,6	118749,9	1	16402,4	1	78503,8	59617,5	316412,8
14	1,5	37513,0	1,5	120946,5	0,6	6294,1	0,6	119462,4	1	16566,4	1	79288,9	60373,5	319697,8
15	1,3	38000,6	1,3	122518,8	0,6	6331,9	0,6	120179,2	1,3	16781,8	1,3	80319,6	61114,3	323017,6
16	1,3	38494,7	1,3	124111,5	0,6	6369,9	0,6	120900,3	1,3	16999,9	1,3	81363,8	61864,4	326375,6
17	1,3	38995,1	1,3	125725,0	0,6	6408,1	0,6	121625,7	1,3	17220,9	1,3	82421,5	62624,1	329772,2
18	1,3	39502,0	1,3	127359,4	2	6536,3	2	124058,2	1,3	17444,8	1,3	83493,0	63483,1	334910,6
19	1,3	40015,5	1,3	129015,1	2	6667,0	2	126539,3	1,5	17706,5	1,5	84745,4	64389,0	340299,8
20	1	40415,7	1	130305,2	2	6800,3	2	129070,1	1,5	17972,1	1,5	86016,5	65188,1	345391,9
21	1	40819,9	1	131608,3	2	6936,3	2	131651,5	1,5	18241,6	1,5	87306,8	65997,8	350566,6
22	0,5	41024,0	0,5	132266,3	2	7075,1	2	134284,6	1,5	18515,3	1,5	88616,4	66614,3	355167,3
23	0,5	41229,1	0,5	132927,7	2	7216,6	2	136970,3	1,5	18793,0	1,5	89945,6	67238,6	359843,6
24	0,5	41435,2	0,5	133592,3	2	7360,9	2	139709,7	1,5	19074,9	1,5	91294,8	67871,0	364596,8
25	0,5	41642,4	0,5	134260,3	2	7508,1	2	142503,9	1,5	19361,0	1,5	92664,2	68511,5	369428,4



3. Evaluación socio económica

Los proyectos de P.C.H. generalmente contienen un gran componente social, el cual le da al proyecto un enfoque para el análisis de su evaluación en este sentido, por tal motivo se debe considerar los efectos indirectos y de valorización social, de beneficios y costos que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de su viabilidad para la realización del proyecto.

En la evaluación social se parte de que los precios del mercado no siempre dan una valorización correcta para la sociedad como un todo y por tanto se deben usar los "precios sombra", los cuales representan la valorización social que se le da a un insumo o un producto, en su aporte al bienestar social, reflejado en la mano de obra y las divisas; se diferencian de los precios de mercado ya que consideran las imperfecciones de este, sus externalidades y objetivos económicos.

La evaluación económica toma los precios del mercado para valorar los bienes y recursos e interesan las utilidades dejadas por la relación entre ingresos y egresos.

En su mayoría este tipo de proyectos no son un atractivo económico, esto lleva a plantear un mecanismo para hacer viable el proyecto con subsidios, transferencias, impuesto, etc.

3.1. Análisis de beneficios

La ejecución de un proyecto de P.C.H. presenta soluciones a dos posible situaciones:

- La instalación de un nuevo servicio, en caso de que éste no existiera.
- El reemplazo de una planta existente, por lo general una unidad Diesel.

En el primer caso, el beneficio económico directo se cuantificaría con base en la energía que se consumiría en sectores como: el residencial, servicios públicos, comercial e industrial, y el precio a que se pagaran dichas unidades.

El uso de la energía en la comunidad genera también beneficios económicos indirectos, que se reflejan en actividades complementarias, algunos de ellos son:

- Mejoramiento de la calidad de vida producida por una oferta más amplia de energía.
- Mejoramiento de la estructura económica local.

- Reducción de la contaminación ambiental.
- Efectos de generación de empleos.
- Alivio a la balanza de bienes y servicios por substitución de recurso de energía importados.
- Efectos sobre el nivel de capacitación.
- Reducción del éxodo rural.
- Disminución de la tala de bosques.
- Incremento de la seguridad de abastecimiento.
- Otros.

3.2. Análisis de ingresos y egresos

El desarrollo del estudio debe plantear el flujo de los ingresos que tendrá el proyecto y los costos en que incurre su implementación, evaluando las utilidades del mismo.

Ingresos del proyecto
De acuerdo con la finalidad del proyecto en la actividad de producir energía, se obtienen los siguientes ingresos:

- Los procedentes del suministro de energía.
- Los procedentes por la comercialización o uso propio de este bien en el incremento de producción en actividades, tales como: agropecuarias, pesca, recreación, minería y otros.
- Otros ingresos, derivados de las condiciones especificas de la tecnología utilizada, los que por su naturaleza y objetivo de la inversión no está directamente vinculados con la producción de energía y no son subvenciones
- Subvenciones, estos ingresos son originados por las facilidades que otorga el estado para inversiones destinadas al suministro de energía en regiones no interconectadas; los cuales deben ser registrados y diferenciados de los ingresos por producción de energía.

Egresos del proyecto
Los egresos del proyecto normalmente se clasifican en directos e indirectos.

Costos directos. Los costos directos son los siguientes:
- Estudios técnicos de perfectibilidad y factibilidad del proyecto: este rubro es indispensable en PCH´s debido que estos proyectos están condicionados a las características particulares del terreno.
- Construcción de obras civiles.
- Adquisición de equipo electromecánico y montaje.
- Materiales para construcción de la obra civil.
- Costos de mano de obra para la construcción de las obras civiles.
- *Costo de mantenimiento y operación*: este rubro es difícil determinar ya que los gastos inherentes al mantenimiento son expresados tentativamente como un porcentaje de los costos de inversión, también se debe observar si el personal de la planta

es calificado para realizar este trabajo, en caso contrario se incrementan los egresos por este concepto.
- *Materiales para mantenimiento y operación*: su determinación es de cuidado, ya que al definir un costo por este concepto se observará si es importado o de origen nacional.
- *Materiales auxiliares*, este tipo de materiales son de menor importancia, algunos de ellos son por ejemplo: aceite, grasas, etc.

Costos indirectos. Los costos indirectos son aquellos no asociados con el proyecto en sí, pero que se presentan por causa de la realización de este, algunos de ellos son:
- *Costos de personal administrativo*, éstos pueden ser considerablemente representativos, por ello se recomienda efectuar inicialmente un registro exacto del personal necesario, diferenciando cantidad, nivel de calificación, periodo de servicio, e incluyendo costos secundarios como: seguro social, prestaciones y otras prescritas por la ley. En casos de micro centrales estos costos no son tan representativos ya que se realizan por los mismos usuarios.
- *Impuestos y contribuciones*, se presentan en proyectos de gran envergadura y por tal motivo se deben conocer las disposiciones del régimen fiscal vigente y los reglamentos de contribuciones, para poder calcular las incidencias de tales costos.

Utilidades. En términos de capital, es importante determinar la ventaja de un proyecto de inversión en términos del rédito total comprometido, independiente de su origen; para su determinación se deben considerar los siguientes aspectos:
- *Retorno bruto:* los retornos brutos corrientes anuales son el resultado de la diferencia entre los ingresos y egresos totales del proyecto.
- *Depreciación*: la depreciación representa las devaluaciones periódicas de los activos fijos de un proyecto; la cual influye sobre las utilidades, representadas por el saldo entre retornos y depreciación.

En este sentido la utilidad de un periodo, asociado a la inversión total es la diferencia entre la inversión total y el valor del rédito del capital ajeno.

3.3. Estructura de costos de una PCH

La experiencia mundial en términos generales muestra que los parámetros que caracterizan desde el punto financiero la generación de energía eléctrica son: el costo del kilowatt instalado (USD/kW) y el costo de la energía generada (USD/kWh); los cuales están determinados por las inversiones que se deben realizar para su instalación y los costos de operación de la planta de generación. El costo de instalación de una PCH es variable (ver figura 3.1), ya que está determinado por las condiciones específicas de cada proyecto y en particular de su localización; es por ello que el costo del kilowatt instalado es función, entre otros, de los siguientes aspectos: estudios técnicos, vías de acceso y redes de interconexión, caída de la PCH, número de unidades, condiciones y uso del terreno. Bajo estas circunstancias las PCH´s frente a otros tipos de generación de energía tienen un mayor costo específico de instalación (ver tabla 3.1); sin embargo

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FUNDADA EN 1620 QUITO SIB - UCE

las PCH´s se caracterizan por ser proyectos de una larga vida útil (mínimo 20 años) y utilizar el recurso hídrico local como energético; si a estos aspectos se agrega su sencillez en el mantenimiento y operación, se tiene que el costo de generación es bajo frente a otras centrales de energía eléctrica CE (ver tabla 3.1).

Tabla 3.1. Costo del kilowatt instalado (USD/kW) y costo de la energía generada (USD/kWh) por diferentes plantas de energía eléctrica CE.

Tipo de CE	USD/kW	Centavos de dólar /kWh
Eólica	1200 - 1600	1,0 - 2,0
PCH	900 - 3000	> 0.5
Solar	6000 - 10000	1,5
Geotermal	> 2400	1,0 - 1,6
Diesel	100 - 300	2,0 - 8,0
Ciclo combinado	500 - 800	0,4 - 0,6
Termoeléctrica de carbón	1250 - 1700	0,5 - 0,8
Atómica	1700 - 2900	1,5 - 2,0

Además de los aspectos mencionados, la inversión en PCH también está condicionada por el nivel de desarrollo de cada país; es por ello que en países en desarrollo este es superior y en el caso latinoamericano, siguiendo información disponible por OLADE esté en términos generales se puede duplicar (ver tabla 3.2) con referencia a los costos internacionales dados de la European Small Hydropower Association ESHA (ver figura 3.1); esto se debe al incremento en el transporte y los derivados por la importación de los equipos. Es importante resaltar que de acuerdo con la experiencia de la International Energy Commission los costos del equipo electromecánico equivalen al cincuenta por ciento (50%) del costo del proyecto (ver tabla 3.3), porcentaje que es muy representativo, si a ello se le suma costos de importación, transporte al lugar y su respectivo mantenimiento. En el caso colombiano la Unidad de Planeación Minero-energética en el año 2005 elaboró el documento "Costos indicativos de generación eléctrica en Colombia", en el cual se detallan los costos de generación aplicados en Colombia; el autor extrajo la información correspondiente para PCH y la proceso, como resultado (ver tabla 3.4) se observa que los costos de los equipos a nivel de PCH´s son muy importantes en el costo del proyecto.

Tabla 3.2. Costo del kilowatt instalado (USD/kW) de PCH en Latinoamérica (datos procesados y tomados de OLADE).

Potencia kW	Caída		
	Baja (20 m <)	Media (20 - 100m)	Alta (> 100m)
50	4800	4000	3200
100	2000	1750	1500
1000	1500	1250	1000

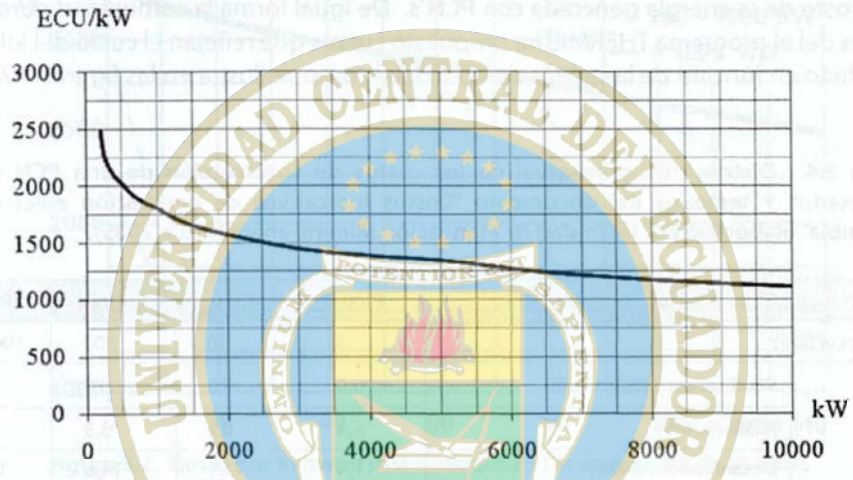


Figura 3.1. Costo por kilowatt instalado para PCH en función de la potencia (tomado de European Small Hydropower Association).

Tabla 3.3. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados de la International Energy Commission).

Ítem	PCH (1,5 MW, 14 m)
Trabajos de montaje y construcción.	30 - 35
Equipo electromecánico.	50 - 60
Estudios y diseño.	10 - 15

Costo del kilowatt instalado.

Las particularidades de las obras civiles y los equipos de una PCH´s hacen que el costo del kilowatt instalado no corresponda a una función lineal con una elevada

aleatoriedad, debido a las condiciones y particularidades de la demanda de energía y del sitio donde se va a construir, por lo tanto los costos de inversión correspondientes a los equipos de una planta hidroeléctrica reflejan variaciones de proyecto a proyecto aún para la misma potencia. De tal forma que indicar una magnitud de inversión para un proyecto de PCH´s en términos de un valor para el costo del kilowatt instalado, debe tener en cuenta variables, que dependen de las condiciones del sitio y de las características técnicas del proyecto, tales como: vías de acceso, redes de interconexión, topografía del lugar, cabeza del proyecto, nivel de desarrollo, entre otros.

A nivel mundial diversos institutos han desarrollado programas para determinar el costo del kilowatt instalado; entre los cuales se destaca el programa del Departamento Nacional de Aguas de Brasil DNAEE, que permite inferir el costo de kilowatt instalado y el costo de la energía generada con PCH´s. De igual forma la comunidad europea a través del el programa THERMIE ha propuesto curvas que reflejan el costo del kilowatt instalado en función de la cabeza de la PCH, tal como se ilustra en las figuras 3.2 y 3.3.

Tabla 3.4. Distribución porcentual de los costos de construcción de una PCH (datos procesados y tomados del documento "Costos indicativos de generación eléctrica en Colombia" elaborado por la Unidad de Planeación Minero-energética - 2005).

Tipo		Pico	Micro	Mini	PCH
Potencia (kW)		5	50	500	10000
Obras	Vía de acceso (%/km*kW)	0,0	0,0	0,0	4,1
	Presa (%/kW)	5,4	8,2	3,3	3,3
	Desarenador (%/kW)	11,4	11,5	14,6	10,0
	Conducción a presión (%/km*kW)	0,1	0,1	0,1	0,1
	Casa de máquinas (%/kW)	15,5	8,7	10,7	11,2
	Descarga (%/kW)	0,0	0,0	0,0	0,0
	Imprevistos obras ((%/kW))	4,9	4,3	4,3	3,4
	Obras de mitigación (%/kW)	0,3	0,3	0,3	0,3
Total obras (%/kW)		37,6	33,0	33,3	32,5
Hidrogrupo (%/kW)		37,5	45,3	48,5	52,5
Imprevistos hidrogrupo (%/kW)		3,0	3,6	2,4	2,6
Total equipos (%/kW)		40,5	49,0	51,0	55,1
Línea de transmisión (%/km*kW)		0,5	1,0	2,6	0,5
Subestación (%/kW)		0,2	0,3	0,9	0,5
Total transmisión (%/kW)		0,7	1,4	3,4	1,0
Estudios (%/kW)		5,5	4,2	1,8	0,9
Diseños (%/kW)		15,7	12,5	10,5	10,6

En forma similar la Comisión energética de USA, basada en información de datos de proyectos de PCH´s propuso el programa Hydrosoft, especializado en PCH´s de baja caída (hasta 5 metros) para potencias en un rango de 100 – 1000 kW (ver figura 3.4). Es importante señalar que a nivel de PCH´s el mercado internacional no ofrece una gama elevada de turbinas y generadores sincrónicos, que se ajusten a diferentes condiciones de altura y caudal para diferentes potencias; esto con lleva a un incremento adicional, dado que para un proyecto especifico se hace indispensable la compra de un grupo electromecánico de mayor capacidad y que en su operación trabajará en rangos de baja eficiencia.

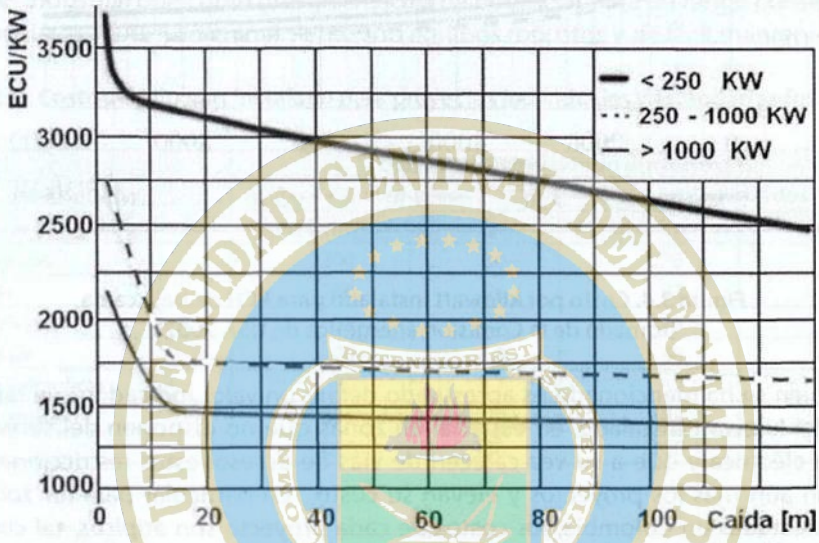


Figura 3.2. Costo por kilowatt instalado para PCH en función de la caída (tomado del programa THERMIE).

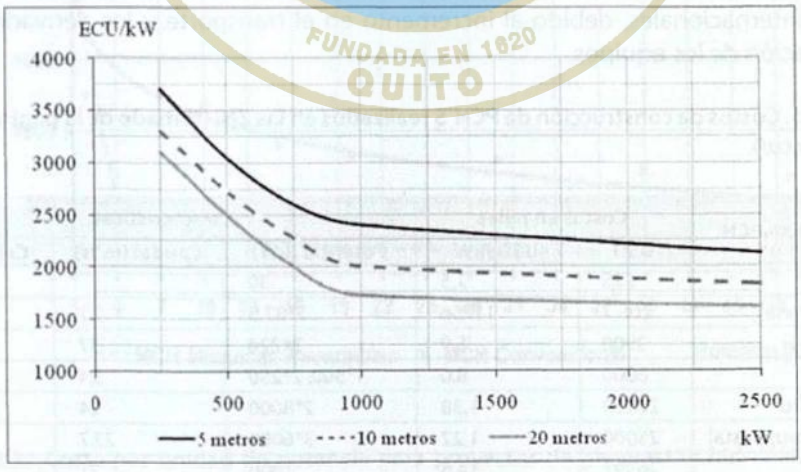


Figura 3.3. Costo por kilowatt instalado para PCH de baja caída (tomado del programa THERMIE).

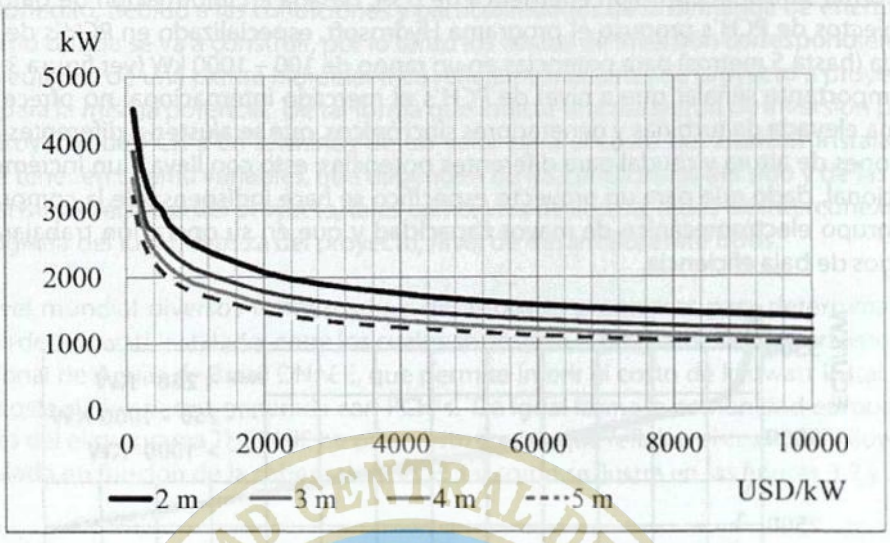


Figura 3.4. Costo por kilowatt instalado para PCH de baja caída (tomado de la Comisión energética de USA 2002).

Como bien se ha mencionado es apresurado definir un valor indicador que refleje el costo del kilowatt instalado, en especial en zonas que no disponen del servicio de energía eléctrica y que a su vez carecen de vías de acceso; estas restricciones condicionan aún más los proyectos y elevan su costo. En particular para las zonas no interconectadas en Colombia, los costos de cada proyecto son atípicos, tal como se observa en la tabla 3.5. Esto refleja que, si bien, suelen ser construidos en gran parte con ingeniería nacional y financiados en su totalidad en moneda local se caracterizan por tener un costo por kilowatt instalado elevado (ver tabla 3.5) con referencia a los costos internacionales, debido al incremento en el transporte y los derivados de la importación de los equipos.

Tabla 3.5. Costos de construcción de PCH´S realizados en las ZNI (tomado de la página: www.ipse.gov.co/).

Proyecto PCH	Costos en miles		Características		
	USD	USD /kW	Potencia (kW)	Caudal (m^3/s)	Caída (m)
Taraira	225	7,5	30		
La Chorrera	205,7	11756	2*87.5	2,2	12
Pizarro	3900	5,9	3*220	17	4,9
Jurado	8000	8,0	1*500, 2*250	5,4	23,6
San Pedro	22150	1,38	2*8000	24	80
Guapi (propuesta)	25000	1,22	3*6000	23,7	91,1
Mitú	26397	14,6	1800	71	2,7

Una alternativa que ha tomado fuerza para reducir la inversión en PCH´s y reducir los tiempos de diseño y construcción es la estandarización de los proyectos; el cual puede

llegar a reducir el costo del kilowatt instalado hasta en un veinticinco por ciento (25 %), tal como se indica en la tabla 3.6.

No obstante hasta un nivel MiniCHE se puede reducir el costo del hidrogrupo al utilizar máquinas reversibles (ver figura 3.5); en esta configuración se utiliza una bomba como turbina y un motor como generador. Esta solución a la vez que permite técnicamente suministrar energía eléctrica a comunidades aisladas o interconectadas, también se caracteriza porque su costo por kilowatt es menor que el de una solución convencional turbina generador, debido a que los equipos no son importados, tienen una producción industrial que cubre una gran escala de potencias para un rango considerable de caudales y alturas; adicionalmente son equipos robustos y de fácil mantenimiento.

Tabla 3.6. Costo del kilowatt instalado para proyectos individuales y estandarizados en USA.

Potencia (kW)	Costo de construcción en proyectos (%)			
	Individuales		Estandarizados	
	USD/kW	%	USD/kW	%
Hidrogrupo	300	30	276	37
Diseño	260	26	83	11
Multiplicador	90	9	83	11
Descarga	80	8	68	9
Obras hidráulicas	70	7	52	7
Obras anexas	200	20	188	25
Total	1000	100	750	100

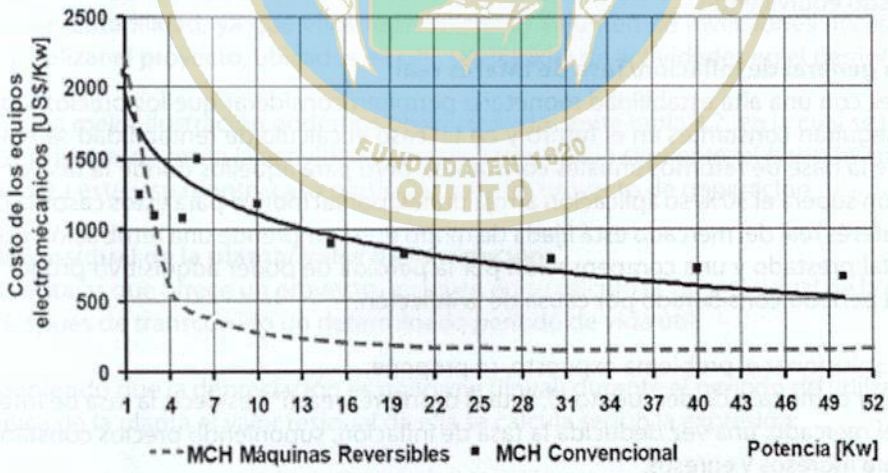


Figura 3.5. Costo por unidad de potencia para proyectos de generación hidroeléctrica en pequeña escala (datos procesados por el estudiante de pregrado Jorge Avella y el Profesor Ramiro Ortiz)

Adjunto a las fortalezas anteriores es importante señalar que las máquinas reversibles no disponen de elementos que le permitan regular la velocidad y la tensión y frente a una solución convencional turbina generador equivalente, tendrá una menor eficiencia. No obstante estas deficiencias al momento de aplicarlas a nivel de MiniCHE no son relevantes, sin embargo en la medida en que aumenta la potencia de la PCH, las pérdidas por potencia con máquinas reversibles son relevantes y por tal motivo el análisis financiero puede recomendar la instalación de una solución convencional.

3.3. Métodos para el cálculo de la rentabilidad

Antes de describir los métodos para evaluar las ventajas y desventajas de una inversión, tendremos en cuenta los siguientes aspectos:

Tasa de descuento
La tasa de descuento en algunos métodos se usa para estimar la rentabilidad de las inversiones como tasa de interés para actualizar los flujos de egresos e ingresos a un determinado punto en el tiempo o para calcular los intereses asociados al capital promedio fijo durante la vida útil del proyecto.

Se debe considerar que en el caso del financiamiento externo de los gastos de inversión se aplique como tasa de descuento la tasa de interés bancario, que se le cobra al usuario en función del plazo de su préstamo, o si el financiamiento es con fondos propios se debería aplicar como tasa de descuento la tasa de interés que obtendría el inversionista en operaciones comerciales por colocaciones de capital de monto, plazo y riesgo equivalentes.

Tasa general de inflación/Tasa de interés real
Países con una alta estabilidad monetaria permiten considerar que los precios vigentes seguirán constantes en el futuro y en tal caso el cálculo de rentabilidad se realiza sobre la base de retornos anuales constantes, pero para aquellos donde la tasa de inflación supera el 30%, su aplicación arroja dudas, por tal motivo para estos casos la tasa de interés real del mercado está fijada de modo que comprende una retribución por el capital prestado y una compensación por la pérdida de poder adquisitivo producido en el periodo considerado por causa de la inflación.

Para solucionar el problema expuesto, se propone:
- Usar como tasa de descuento (i), la tasa de interés real (i*), es decir, la tasa de interés del mercado, una vez deducida la tasa de inflación, suponiendo precios constantes para ingresos y egresos.
- Usar como tasa de descuento (i), la tasa de interés del mercado (p), aumentado, sin embargo los ingresos y egresos anuales según la tasa de inflación esperada.

La primera propuesta es más sencilla y conduce a un resultado igual que su homóloga. Cuando se supone que todas las partidas de ingresos y egresos aumentan al mismo ritmo, su cálculo se realiza de la siguiente forma:

$$q=r/e$$

Donde: ***q*** es el factor de descuento, ***r*** es el factor de interés a la tasa de mercado y ***e*** es el factor de inflación.
Siendo: $r = 1+p/100$

Donde: ***p*** es la tasa de interés del mercado $e=1+a/100$

Donde: ***a*** es la tasa de inflación

De tal forma: $q=1+i^*/100$

Tasa de inflación en el sector de energía
Es válido, en especial para el sector energía, un ritmo especial de la tasa general de inflación, necesario para determinar las partidas de ingresos y egresos de especial importancia y tomarla en cuenta para él calculo.

Vida útil de la planta
Este es un parámetro muy importante para hacer el análisis de la rentabilidad de un proyecto de inversión; en nuestro caso este parámetro no constituye una base absoluta para él calculo, mientras que para los grupos electrógenos sí; por tal motivo se debe analizar la sensibilidad del proyecto, considerando la rentabilidad de este en función de diferentes alternativas de vida útil.

Gastos de inversión
Los gastos de inversión son un parámetro fundamental para cualquier método de cálculo de rentabilidad, ya que ellos representan el volumen de inversiones necesarias para realizar el proyecto, ubicados en un cronograma de actividades en el tiempo.

Para una mejor ilustración podemos observar la siguiente tabla 3.7, en la cual se ubica en la primera columna la actividad o desembolso y en la siguiente, el periodo en que se realiza este y su monto; caso particular para un proyecto de generación.

Valor residual de la planta/ valor de liquidación
Las ventajas que ofrece un proyecto, incluyen en su cálculo el valor residual de la planta después de transcurrido un determinado periodo de vida útil.

Suponiendo que la depreciación es uniforme (lineal) durante el período de utilización técnica de la planta el valor residual de ella se calcula según la expresión:

$$\text{Valor residual} = \frac{\text{Gastos de inversión}}{\text{Vida técnica total}} \text{ Vida útil residual}$$

Donde: los gastos de inversión se dan en unidades monetarias, la vida técnica y útil en años.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Tabla 3.7. Cronograma de actividades

Actividad	Período			
	1	2	3	n
Planificación				
Adquisición de tierras				
Trabajos de excavación				
Construcciones				
Adquisición de equipo electromecánico y accesorios				
Transporte de equipos incluyendo seguro				
Montaje y puesta en marcha				
Aranceles, impuestos, gravámenes, derechos y otros				
Total gastos de inversión				

De acuerdo con la expresión anterior, el valor residual es cero, cuando la vida útil técnica total de la planta y la vida útil son iguales; en tal caso se asume que el valor eventual de la chatarra de la planta cubre los gastos de desmontaje.

En algunos casos la vida útil de una planta es más corta que la vida útil técnica de la totalidad de la planta o de algunos componentes individuales de ellas, debe considerarse un valor residual calculado según la expresión anterior como aproximado. En tales casos el valor residual de la planta o de parte de ella es el valor de liquidación esperado de la venta de estos en una fecha dada, o si su venta ulterior es improbable entonces el valor residual es nulo.

La evaluación del valor residual se dificulta cuando la inversión incluye obras de ingeniería civil, cuya vida útil obviamente es mayor que la de los equipos, en tales casos el valor residual del terreno puede ser muy alto si este se usase para urbanizar, dado la infraestructura disponible o podría tomarse otra opción como planear su reutilización como una planta de generación aprovechando los terrenos y las construcciones de la planta.

Los métodos para el cálculo de la rentabilidad sirven como base para la evaluación de las ventajas absolutas y relativas de la inversión.

Métodos estáticos para el cálculo de rentabilidad.

Los métodos estáticos de pagos no consideran la diferencia del valor de éstos, según la fecha de vencimiento, pero son sencillos y sus resultados suelen ser aproximaciones aceptables en comparación con los métodos dinámicos.

Cálculo comparativo de costos. La finalidad de este método es identificar la planta cuya situación de costos es la más favorable, mediante la comparación de los costos de dos o más alternativas de inversión para la producción de generación.

Este método puede ser interpretado como una aproximación a la comparación de anualidades de gastos.

Para determinar los costos promedio totales por periodo, cuando el valor de liquidación es cero se usa la siguiente expresión.

$$Cp = CC + \left(Io/_{T}\right) + \left(Io/_{T}\right)i$$

Donde: ***Cp*** son los costos totales promedio por periodos, ***CC*** son los costos corrientes por período, ***T*** es la vida total del proyecto en t períodos, ***Io*** son los gastos de inversión, ***i*** tasa de descuento, ***Io/T*** es el monto de depreciación lineal o amortización del capital fijo por periodo y ***(Io/T)*i*** representa los intereses de cuenta por período sobre el capital inmovilizado en promedio y con amortización continua durante la vida útil total del proyecto.

La determinación de los costos corrientes por periodo ***(CC)*** de una planta se pueden efectuar, bien estimando un promedio a partir de los costos corrientes esperados (egreso corrientes totales) durante la vida de la planta o bien de una forma más sencilla, suponiendo que los costos para el primer año de operación (que son relativamente fáciles de estimar) corresponden a los costos anuales promedio de la planta.

Cuando existe un valor de liquidación promedio ***(L)*** en una de las plantas objeto de la comparación, indica que ésta no se deprecia totalmente, por tal motivo los costos totales por periodo se calculan de la siguiente forma:

$$C \quad CC \quad \frac{(Io - L)}{T} \quad \left(\frac{(Io - L)}{T} \quad L\right) i$$

Donde: ***(Io-L)/T*** representa el monto de depreciación lineal por periodo de la planta objeto de la comparación y ***((Io-L)/T+L)*i*** son los intereses devengados sobre el capital inmovilizado.

Para determinar el valor de liquidación promedio ***(L)***, se parte de que el monto del capital invertido que excede al valor de liquidación se amortiza en forma continua, por lo que en cada año del periodo del proyecto solo se inmoviliza la mitad de ese importe, debiéndose recargar según la tasa de descuento. En cambio, el valor de liquidación queda inmovilizado durante toda la vida útil de una planta, por lo que tiene que recargarse en su totalidad cada año con la tasa de descuento correspondiente.

El cálculo comparativo de costos indica los costos promedio de cada uno de los sistemas técnicos alternativos para el periodo en el cual se basa el cálculo, la comparación de éstos por período indica cuál sistema posee ventajas en relación con el costo por unidad de producto o sea kilowatts- hora.

Este método no determina la ventaja absoluta del proyecto, ya que no confronta los ingresos y egresos inherentes al proyecto.

La aplicación de este método se encamina a la selección previa de una alternativa desde el punto de vista de minimización de costos.

Método de comparación de anualidades de gastos. El método comparativo de costos puede ser interpretado como un método sencillo de aproximación al cálculo de comparación de anualidades de gastos, la diferencia consiste en que este último transforma los gastos de inversión durante la vida del proyecto en pagos anuales de magnitud constante. La conversión de los gastos se realiza a través de un "**factor de recuperación**" (FR), el cual está en función de la tasa de descuento y de la cantidad de años de explotación, de la siguiente forma:

$$FR(i,T) = q^t \frac{(q-1)}{(q^t-1)}$$

Donde: $q = 1 + {}^{i^*}/_{100}$

El costo total anual de la planta se determina de la siguiente forma:

$$ANC \quad CC \quad Io - L \; FR \; i \; T \quad L * i$$

De tal forma se determinan los gastos totales anuales previstos para una inversión, dividiendo estos costos por el monto de la energía anual generada kWh.

Al igual que el método comparativo de costos no indica una ventaja absoluta y no efectúa una confrontación de egresos con ingresos inherentes al proyecto.

Por este método el proyecto de inversión es ventajoso respecto a otros alternativos cuando sus anualidades de gastos son menores que la de sus homólogos.

Comparado con el método de cálculo comparativo de costos es más exacto, ya que considera el interés compuesto.

Cálculo de la rentabilidad. El cálculo estático de rentabilidad RE relaciona la utilidad promedio obtenida por periodo de un proyecto de inversión (generalmente las utilidades de cada uno) con el capital inmovilizado promedio.

$$RE \quad \frac{U}{KD} \qquad \% \text{ por periodo}$$

Donde: ***U*** es la utilidad promedio por período y ***KD*** es el capital inmovilizado promedio por periodo

El capital inmovilizado promedio por período ***(KD)*** se determina aproximadamente, según la expresión:

$$KD \quad \frac{1}{} \; Io - L \quad L$$

Donde: ***Io*** son los gastos de inversión y ***L*** es el valor de liquidación al final de la vida útil.

De acuerdo con esta expresión se supone que durante la vida útil de la planta, el capital que se deprecia con amortización continua queda inmovilizado en cada período, en promedio, a razón de la mitad de su importe, mientras el valor de liquidación esperado se inmoviliza en su mitad total en cada periodo.

La ventaja absoluta con este método se obtiene cuando el índice de rentabilidad obtenido es igual o mayor que la rentabilidad mínima exigida.

$$R_E > R_{Emin}$$

El proyecto de inversión tiene una ventaja relativa sobre otros proyectos alternativos, si el índice de rentabilidad de la inversión diferencial supera la rentabilidad mínima exigida.

$$\frac{U^I - U^{II}}{K_D^I - K_D^{II}} \quad R_{Emin}$$

Los resultados ofrecidos por este método pueden ser interpretados como una aproximación a los resultados del método de la tasa interna de retorno.

Cálculo del período estático de amortización

El objetivo de la amortización es determinar el momento en que el capital utilizado en la inversión se recuperó, por medio de retornos anuales; el punto de amortización se alcanza en el momento en que la diferencia entre ingresos y egresos toma un valor de cero. Para determinar la amortización se pueden seguir dos métodos de cálculo, estos son:

Método acumulativo. El método acumulativo consiste en sumar acumulativamente los gastos de capital y los retornos brutos anuales hasta que la suma arroje el valor de cero o un valor positivo; lo que indica que el periodo de amortización se alcanzó en el transcurso del ejercicio contable. En este caso el período de amortización corresponde al número de años considerado en la suma.

Método de promedios. El método de promedios determina el periodo de amortización (n), relacionando el capital invertido con los retornos brutos anuales, de la siguiente forma:

$$n = \frac{\text{Capital invertido}}{\text{Promedio de los retornos brutos anuales}}$$

De esta forma el proyecto de inversión es absolutamente ventajoso, cuando el capital utilizado se recupera en el transcurso de la vida útil o del período máximo de amortización exigido, y es más ventajoso que otros proyectos alternativos, cuando su período de amortización es más corto.

El campo de aplicación de este método es dar una evaluación aproximada y comparativa del proyecto, desde el punto de vista de los riesgos, el cual no indica que puede dar una conclusión respecto a la rentabilidad del proyecto; ya que este con un período de amortización más corto implica mayores riesgos que otro de mayor período de amortización, por tal motivo debe estar acompañado de otros métodos de evaluación.

Métodos dinámicos para el cálculo de rentabilidad

Los métodos dinámicos consideran las diferencias del valor de los pagos según su fecha de vencimiento, actualizándolos en el tiempo, recargándolos cuando vencen antes de tiempo y disminuyendo su valor si vencen posterior a ésta.

Los métodos dinámicos ofrecen mejores resultados, comparativamente con los estáticos; ya que consideran el factor de tiempo en la evaluación de los pagos vinculados a la inversión.

Método del valor actual de capital. El valor que se le asigna en el presente a un pago futuro, antes de comenzar el proyecto o de ponerse en marcha la planta, es designado como valor actual y se determina en función de la acumulación o descuento de intereses, con ayuda de un factor cuya magnitud depende de la tasa de descuento estimada y el lapso de tiempo entre el momento del pago y el comienzo del proyecto.

El valor presente neto actual ***(Vo)*** de una inversión en la fecha ***t=0*** resulta de la suma de los valores actuales a dicha fecha de todas las entradas y salidas vinculada con su inversión.

El cálculo del valor actual del capital se simplifica, extrayendo el saldo de los egresos e ingresos corrientes, generalmente como retornos anuales; de tal forma es el resultado de la suma de valores actuales de los retornos, más el valor actual de liquidación, menos el valor actual de sus gastos de inversión; su cálculo se realiza de la siguiente forma:

$$Vo = (Ro - Io)q^{o} + \cdots \quad (Rt - It)q^{-t} + Lt * q^{-t}$$

$$Vo = \sum_{t=0}^{T} (Rt - It)q^{-t} + Lt * q^{-t}$$

$$Vo = \sum_{t=0}^{T} Nt * q^{-t}$$

Donde: ***Vo*** es el valor actual de la inversión en el momento ***t=0, Ro*** es el retorno en el año de la puesta en marcha, lo son los gastos de inversión en el momento ***t=0, Rt*** es el retorno en la fecha ***t, It*** son los gastos de inversión en la fecha t, L_t es el valor de liquidación (valor residual) al final de la vida útil, q^{-t} es el factor de descuento ***(q = 1+i/100)*** siendo ***i*** la tasa de descuento y t la fecha de pago, ***Nt*** es el pago neto en la fecha ***t.***

Cuando los gastos de inversión se pagan en su totalidad en t=0 y se obtienen retornos en los años $t = 1,2,3,.....T$, la expresión se simplifica a un más, de la siguiente forma:

$$Vo = -Io + \sum_{t=0}^{T} Rt * q^{-t} + Lt * q^{-t}$$

Un proyecto es absolutamente ventajoso cuando el valor actual es equivalente o superior a cero.

$$Vo > 0$$

En tal caso se alcanza o sobrepasa el rédito mínimo exigido para el capital utilizado, que corresponde a la tasa de descuento (i), y es relativamente ventajoso cuando supera a proyectos alternativos.

$$V_0 \quad V_0^I \quad V_0^{II} \quad V_0^{III}$$

Este método muestra una evaluación exacta de las ventajas económicas de un proyecto de inversión y de la comparación de las inversiones de cada alternativa sobre la base de la renta del capital esperado que sobrepasa el rédito mínimo exigido, sin embargo no es recomendable emplearlos para alternativas de diferentes demandas de capital y vida útil ya que puede llevar a decisiones erróneas; en tal caso es preferible usar el método de anualidades.

Método de la tasa interna de retorno. Según este método se debe determinar la tasa de descuento que produce un valor actual de cero, esto significa que él *(TIR)* de una inversión muestra el interés obtenible por el capital que dicha inversión inmoviliza.

Para determinar el *TIR* se deduce del valor actual, cuando *Vo = 0*.

$$Vo = -Io + \sum_{t=0}^{T} Rt\,(1 + TIR)^{-t} + L_T * (1 + TIR)^{-T}$$

Observación: El *TIR* se debe dar en %, es decir *TIR/100*.

Mediante el método del valor actual se calculan previa elección de la tasa de descuento apropiados valores actuales Vo_1 y Vo_2 de los cuales, uno debe ser negativo; Interpolando o extrapolando gráficamente o numéricamente, se obtiene la tasa interna de retorno:

$$TIR \quad i_1 - V_{01} \frac{(i_2 - i_1)}{V_{02} - V_{01}}$$

La aplicación de este método muestra que un proyecto es absolutamente ventajoso si supera la tasa interna de descuento (i), es decir el interés mínimo exigido.

$$TIR \geq i$$

Este método no muestra la ventaja relativa de un proyecto frente a otras alternativas, ya que se tendrían que hacer suposiciones casi imposibles de realizar en la práctica y el peligro de tomar decisiones erróneas.

Método de las anualidades. Este método también es derivado del método de valor actual, el cual consiste en transformar todos los pagos netos vinculados a un proyecto de inversión, en una serie de pagos anuales de igual monto.

La anualidad se calcula de la siguiente manera:

$$AN=Vo*FR(i,T)$$

Donde: *AN* es la anualidad o monto de pago anual de inversión, *Vo* es el valor actual y *FR* es el factor de recuperación. Siendo,

$$FR\ i\ T \qquad q^{t}\frac{(q-1)}{q^{T}-}$$

y $q=1+i/100$

Donde: *T* es el periodo de planificación en años e *i* la tasa de descuento conocida.

De acuerdo con este método la ventaja absoluta de un proyecto es cuando la anualidad calculada no es negativa, es decir:

$$AN \geq 0$$

Y es relativamente ventajoso respecto a otras alternativas cuando su anualidad es mayor.

$$AN_1 \qquad AN_2 \qquad AN_3$$

El campo de aplicación es la evaluación exacta de las ventajas económicas de un proyecto de inversión y comprobación de las inversiones alternativas sobre la base de la renta anual esperada de capital, sin embargo su aplicación debe considerar que al comparar proyectos alternativos de inversión con diferentes montos de gastos de inversión, puede incurrir en decisiones erróneas por tal motivo es necesario examinar, y ver en qué grado las inversiones eventualmente posibles de la diferencia de capital influye sobre el resultado de la comparación.

Método de comparación de anualidades de gastos. Este método es una variante más simplificada del método de anualidades, ya que no incluye los ingresos en el cálculo, con el se puede evaluar la ventaja relativa de proyectos de inversión similares, sobre la base de la comparación de costos por año o unidad de trabajo (kWh).

Por lo tanto él cálculo de la anualidad dinámica de los gastos se obtiene con la siguiente expresión.

$$ANC \qquad \left(\sum CC * q^{-t}\right) FR\ i\ T \qquad I-L\ FR\ i\ T \qquad L*i$$

Es decir, el método de anualidad dinámica de gastos representa los costos anuales que resultan al considerarse los efectos de la aplicación de una tasa dada de descuento sobre los gastos corrientes, o los costos por unidad de trabajo (kWh), cuando estos varían de un año a otro, en un determinado proyecto de inversión.

La ventaja relativa que ofrece un proyecto frente a una alternativa se muestra por sus anualidades dinámicas menores, expresadas por unidad de trabajo.

$$ANK^{I} < ANK^{II} < ANK^{III}$$

A través de este método no se obtiene una ventaja absoluta, ya que no confronta ingresos y egresos inherentes al proyecto, por tal motivo su campo de aplicación es comparar alternativas con finalidad idéntica, o la sustitución de equipo.

Cuando los egresos anuales corrientes permanecen constantes, los resultados de los métodos de comparación de gastos anuales dinámicos y estáticos son idénticos.

Cálculo dinámico de amortización. En este cálculo se incorpora el valor de los abonos y pagos diferidos en el tiempo, por medio de la actualización de los retornos anuales, en función del año de puesta en marcha.

El cálculo del periodo de amortización se efectúa en forma acumulativa, comenzando con el año del primer pago, y se van sumando los valores actuales de los pagos netos anuales hasta obtener un valor igual a cero, a este periodo se le llama "periodo dinámico de amortización".

Un proyecto es absolutamente ventajoso cuando el periodo dinámico de amortización es menor que la vida útil técnica y es relativamente ventajoso con un proyecto alternativo, cuando el periodo de amortización es menor.

La aplicación de este método es la evaluación exacta de un proyecto de inversión y comparación de las inversiones de alternativas desde el punto de vista de los riesgos.

Al comparar alternativas la amortización no es un índice confiable de selección, ya que proyecto de menor amortización pueden implicar mayores riesgos, por tal motivo debe acompañarse de métodos suplementarios.

La inflación y la influencia sobre la rentabilidad

Se ha supuesto que la inflación sea despreciable, o se incluye en la tasa de interés real, como tasa de descuento en cuyo caso se admite que su costo aumenta en un mismo ritmo anual.

Indudablemente esta es una forma sencilla de cálculo, pero incurre en errores cuando los precios de algunos factores de producción dependen significativamente de la inflación, por tal motivo se debe considerar por separado la tasa estimada del incremento de los precios para cada factor productivo o producto final.

Para determinar la influencia de la inflación sobre la rentabilidad se pueden usar los métodos anteriormente descritos, solo se requiere revalorizar cada uno de los egresos e ingresos anuales promedio de factores que contemplen la correspondiente tasa de inflación esperada.

Un ejemplo de inflación particular es determinar el valor actual de un proyecto de inversión por medio de un método dinámico, considerando las alzas en los precios futuros; el cual se desarrollaría de la siguiente manera:

- Se corrigen los valores de los egresos e ingresos esperados para cada año de vida útil, añadiéndoles la tasa de precios estimada, para ello se multiplican los valores anuales por el factor del año *(q^t)* y la tasa de interés *(i)*.
- Se consolidan los egresos e ingresos anuales capitalizados como se ha expuesto en el método dinámico de valor actual.
- Luego se calcula el valor actualizado de los pagos netos anuales, con ayuda de los factores de descuento, que se basa en la tasa de interés usual del mercado; para capital externo o propio invertido; pero no en el interés real como tasa de descuento.
- El valor actual del proyecto de inversión es igual a la suma de valores actualizados de los pagos netos anuales.

Se puede simplificar el procedimiento enunciado si se considera que los ingresos y egresos estimados para el primer año corresponden a los años siguientes por la tasa de inflación respectiva.

En tal sentido su aplicación es la siguiente: se determina Vo

$$Vo = -Io + R * FA\,(i,Ta) + L * q^{T}$$

donde:

$$FA\ i\ t \qquad \frac{(q-1)}{q^{t}\ q^{t}\ -}$$

Y

$$q = 1 + {}^{i}\!/\!100$$

El término "*q*", corresponde a la tasa de interés real *i**, que también se puede expresar como:

$$q = {}^{r}\!/_{e}$$

Donde: $r = 1 + p/100$, $e = 1 + a^{*}/100$

Siendo: *p* la tasa de interés del mercado y *a* la tasa de inflación.

Sustituyendo *q* en *r/e*, y éstos en *FA*, quedan considerados los valores de la tasa de interés del mercado y la tasa de inflación. De tal forma *FA* es igual a:

$$FA = \frac{\left(\frac{r}{e}\right) - 1}{\left(\frac{r}{e}\right)^{t}\left(\left(\frac{r}{e}\right) - \right)}$$

Expresando el retorno R por sus componentes, se obtiene:

$$R = E_1 + E_2 + \ldots + E_{1m} - (G_1 + G_2 + \ldots + G_{1m})$$

Donde: E_i son los ingresos o entradas y G_j son los gastos o egresos.

Cada uno de estos componentes le corresponde un factor de utilización, que contiene una tasa de inflación diferenciada por componente; es decir:

$$E_1 \frac{(r/e_1) - 1}{(r/e_1)^t (r/e_1 - \ )}$$

La cual representa el valor actualizado de la partida del ingreso E_1, considerando la tasa de inflación que afecta a esta partida.

El valor actualizado del valor de liquidación L_T, está dado correspondientemente por:

$$L_T q^{-T} \quad L_T \left(\frac{e_j}{r}\right)^T$$

donde: $q = r/e$

Por lo tanto el valor actual de un proyecto de inversión se determina de la siguiente manera:

$$Vo = -Io + \sum_{i=0}^{m} Ei \frac{(r/e_i)^t - 1}{(r/e_i)^t (r/e_i - \ )} - \sum_{i=0}^{m} Gj \frac{(r/e_j)^t - 1}{(r/e_j)^t (r/e_j - \ )} + L_T \left(\frac{e_j}{r}\right)^T$$

Donde: *Io* son los gastos de inversión en el periodo *t=0*, E_i es la partida de ingresos, G_j es la partida de egresos, *T* es la vida útil del proyecto igual a *t* años y L_T valor de la liquidación al final de la vida útil.

Donde: $r \qquad p/ \quad , e_i \qquad a_h/ \quad$ y $\ e_j \qquad a^l/$

Donde: *p* es la tasa de interés del mercado % , a_h es la tasa de inflación de la partida de ingresos (h=1,2, m), o de egresos (h=1,2,..n) y a^l es la tasa de inflación de los bienes de inversión.

Se debe anotar que se trabaja bajo el supuesto de retornos anuales constantes a lo largo de la vida útil, en caso contrario, el procedimiento se torna inmanejable.

Análisis de la sensibilidad

Los elementos de incertidumbre siempre están presentes durante todo el proyecto, por tal motivo los resultados esperados a través de los métodos de cálculo sufrirán cambios porque están basados en datos proyectados hacia el futuro.

En virtud de este hecho es indispensable analizar el grado de probabilidad de las hipótesis admitidas con respecto a la futura evolución de los parámetros más importantes

y cuantificar las consecuencias económicas de una variación inesperada, pero posible de estos.

Para hacer un análisis de sensibilidad se debe aumentar o disminuir en un determinado porcentaje, todos los datos de entrada y comparar con los correspondientes de salida, de tal forma se observará la variación de los datos de entrada que alteran mayormente los correspondientes de salida.

Para un proyecto de una P.C.H. los parámetros más sensibles, son entre otros en orden de jerarquía, los siguientes:

- Energía suministrada
- Precio de venta
- Tasa de descuento
- Gastos de inversión
- Vida útil
- Costos de mantenimiento y de reparación
- Costos de personal
- Costos de administración

Respecto a una planta Diesel, se tiene la siguiente jerarquía entre los diferentes parámetros:

- Periodo de venta
- Costos de los recursos energéticos
- Energía suministrada
- Vida útil
- Costos de personal
- Gastos de inversión
- Costos de mantenimiento y reparación
- Costos de administración
- Valor residual

En el marco del análisis de sensibilidad reviste gran importancia el determinar los valores críticos, los cuales se definen incorporando los correspondientes valores mínimos y máximos exigidos, dándole prioridad a los datos de entrada más inciertos, con ello él cálculo de la rentabilidad de un proyecto de inversión puede arrojar un resultado absoluto.

Un ejemplo del análisis de sensibilidad se ilustra en la figura 3.6, la cual muestra cómo al variar en porcentaje los parámetros de entrada, los correspondientes de salida pueden variar significativamente (véase figura 3.6).

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

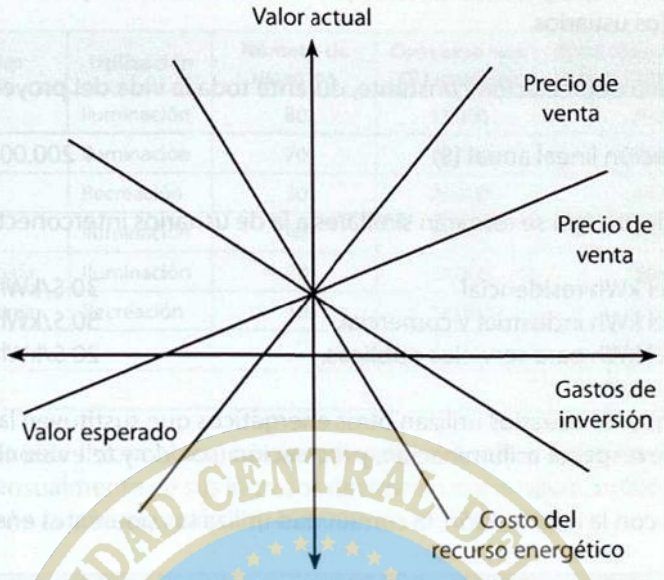


Figura 3.6 Análisis de la sensibilidad

Ejemplo

Se requiere evaluar la viabilidad socioeconómica del proyecto San José Roberto Payan, para ello se cuenta con información del consumo de energéticos, sus costos unitarios y la demanda de energía eléctrica por potencia y por energía. La evaluación económica del proyecto se realizará con pesos constantes y se asumirá que el dinero es aportado por la nación, por tal motivo no se tendrán en cuenta intereses por el pago de la deuda.

Los valores de la construcción y puesta en marcha del proyecto son:

- Potencia de la planta (kW) 70
- Costo del kilowatt instalado ($/kW.) 1´500.000
- Costo total de la planta ($). 105´000.000
- Vida útil del proyecto ($). 25 años

Se asume que el valor residual de la planta es cero.

Los egresos del proyecto lo constituyen el mantenimiento de la planta, su operación y gastos administrativos, estos son:

- Costos de operación anual (2% del costo kW instalado). 2´100.000
- Reparación y mantenimiento anual de la planta (1% del costo kW instalado). 1´050.000
- Insumos para administración anual (0.5% del costo kW instalado). 525.000
- Total de egresos anuales del proyecto ($). 3´675.000

Los ingresos del proyecto, lo constituyen el dinero recibido por la venta de energía eléctrica a los usuarios.

Se tendrá una depreciación constante, durante toda la vida del proyecto, la cual equivale a:

- Depreciación lineal anual ($) 4´200.000

Las tarifas de energía se tomaran similares a la de usuarios interconectados al sistema, estas son:

- Costo del kWh residencial 30 $/kWh
- Costo del kWh industrial y comercial. 50 $/kWh
- Costo del kWh para servicios públicos. 20 $/kWh

Se conoce que los usuarios utilizan otros energéticos que sustituyen la energía eléctrica, en lo que respecta a: iluminación, y recreación (sonido y televisión).

De acuerdo con la información, la comunidad utiliza los siguientes energéticos:

Energético	Utilización	Consumo	Valor unidad ($)
Velas	Iluminación	2 unidades/día	200
Pilas	Iluminación	2 unidades/semana	3.500
Pilas	Recreación	2 unidades/semana	3.500
Petróleo	Iluminación	1 galón/semana	16.000
Carga de batería	Iluminación	2 veces por semana	7.000
Carga de batería	Recreación	2 veces por semana	7.000

No se incluyeron los energéticos para preparación de alimentos, se recomienda en su lugar el gas. El consumo de la población de estos energéticos se indica en la tabla 3.8.

Con base en esta información determinaremos la viabilidad del proyecto, conociendo sus retornos brutos, las utilidades y la amortización del mismo. En una primera evaluación los ingresos por la venta de energía se basan en los precios kilowatt hora, para usuarios interconectados, ver tabla 3.9.

La evaluación económica con base en precios kilowatt hora, para usuarios interconectados indica que el proyecto no es viable económicamente (ver tabla 3.10), su amortización supera la vida útil del proyecto y le da el tinte de un proyecto social.

Observando la demanda de energía del ejercicio anterior, encontramos que durante la vida del proyecto la energía anual de la comunidad es de 300,000 kWh, sí distribuimos este consumo entre el número de usuarios residenciales, encontraremos que cada uno de ellos tiene una demanda anual de 2380 kWh.

Tabla 3.8. Consumo de energéticos.

Energético	Utilización	Número de usuarios	Consumo mes ($ / usuario)	Total consumo de la comunidad ($)
Velas	Iluminación	80	12.000	960.000
Pilas	Iluminación	70	28.000	1´960.000
Pilas	Recreación	30	28.000	840.000
Petróleo	Iluminación	46	16.000	736.000
Carga de Batería	Iluminación	20	14.000	280.000
Carga de Batería	Recreación	10	14.000	140.000
Total mes				4´916.000
Total año				58´992.000

Complementado esta información con la indicada en la tabla 3.8, encontramos que cada usuario mensualmente de sus ingresos destina en promedio $ 39.000, para cubrir energéticos; al año la cifra equivale a $ 468.000.

Esto indica que si consideramos que un usuario de menores ingresos de esa comunidad destina $ 300.000 para el pago de energéticos, podría pagar por su consumo anual de 2380 kWh un valor de 126 pesos por kilowatt hora. Una cifra mayor que la estimada inicialmente y que incluye la demanda comercial, industrial y servicios públicos.

Al realizar una evaluación económica basados en este precio por kilowatt hora encontramos (ver tabla 3.11) que el proyecto económicamente es atractivo. Su amortización se alcanza en los primeros años del proyecto.

Al analizar socialmente cada una de estas opciones encontramos que ellas tienen las siguientes bondades:

- Garantizan un servicio continuo durante la vida del proyecto las 24 horas del día.
- Con el servicio de energía eléctrica la comunidad mejora su calidad de vida, ya que pueden disponer de servicios públicos, como: salud, educación, agua potable, comunicaciones, entre otros; a nivel residencial se dispondrá de energía eléctrica para recreación y preservación de alimentos.
- La energía eléctrica impulsa el desarrollo agroindustrial.
- Disponer de energía eléctrica en una comunidad apartada, reduce la emigración a grandes ciudades.
- Este tipo de proyecto está obligado a causar un impacto ambiental positivo, ya que se requiere preservar la cuenca para tener energía eléctrica.

Un análisis económico de cada una de estas opciones permite ver, que son sensibles a:

- Variaciones de demanda; un incremento es positivo siempre y cuando no aumente la demanda por potencia; una reducción afecta los ingresos del proyecto.
- El aumento de demanda pico (potencia) reduce la vida útil del proyecto.

La segunda opción de proyecto económicamente es viable, esto permite recurrir a un préstamo bancario o disponer de sus recursos para invertirlos en el proyecto.

Cuando se recurre a un préstamo bancario, el proyecto además de ser sensible a las variables anteriormente mencionadas, también lo es a: intereses por el monto del préstamo, devaluación monetaria y la vida útil y periodo del préstamo.

Podemos en conclusión decir que independiente del tipo de proyecto de inversión o social, su realización tiene muchas bondades (véase tablas 3.9, 3.10 y 3.11).

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

Tabla 3.9. Ingresos por la venta de energía eléctrica

Año	Demanda de energía anual			Ingresos por venta de energía anual en pesos				
	Residencial	Industrial/ Cio	Serv Públicos	Residencial	Industrial/ Cio	Serv Públicos	Total Ingresos	
	kWh - año	kWh - año	kWh - año	30 $/kWh	50 $/kWh	20 $/kWh	Anuales	Acumulado
0	92403,4	113880	67963	2772102,0	5694000,0	1359260,0	9825362,0	9825362
1	95175,5	113880	68846,5	2855265,1	5694000,0	1376930,4	9926195,4	19751557,4
2	98030,8	113880	69741,5	2940923,0	5694000,0	1394830,5	10029753,5	29781310,9
3	100285,5	113880	70648,2	3008564,2	5694000,0	1412963,3	10115527,5	39896838,4
4	102592,0	113880	71566,6	3077761,2	5694000,0	1431331,8	10203093,0	50099931,5
5	104951,7	113880	72497,0	3148549,7	5694000,0	1449939,1	10292488,8	60392420,3
6	107365,5	113880	73221,9	3220966,4	5694000,0	1464438,5	10379404,9	70771825,2
7	108976,0	114563	73954,1	3269280,9	5728164,0	1479082,9	10476527,7	81248352,9
8	110610,7	115251	74693,7	3318320,1	5762533,0	1493873,7	10574726,8	91823079,7
9	112269,8	115942	75440,6	3368094,9	5797108,2	1508812,4	10674015,5	102497095,2
10	113953,9	116638	76195,0	3418616,3	5831890,8	1523900,6	10774407,7	113271502,9
11	115663,2	117338	76957,0	3469895,5	5866882,2	1539139,6	10875917,3	124147420,2
12	117398,1	118042	77726,5	3521944,0	5902083,5	1554531,0	10978558,4	135125978,6
13	119159,1	118750	78503,8	3574773,1	5937496,0	1570076,3	11082345,4	146208324,0
14	120946,5	119462	79288,9	3628394,7	5973120,9	1585777,0	11187292,7	157395616,7
15	122518,8	120179	80319,6	3675563,9	6008959,7	1606392,1	11290915,7	168686532,4
16	124111,5	120900	81363,8	3723346,2	6045013,4	1627275,2	11395634,9	180082167,3
17	125725,0	121626	82421,5	3771749,7	6081283,5	1648429,8	11501463,0	191583630,4
18	127359,4	124058	83493,0	3820782,4	6202909,2	1669859,4	11693551,0	203277181,4
19	129015,1	126539	84745,4	3870452,6	6326967,4	1694907,3	11892327,3	215169508,7
20	130305,2	129070	86016,5	3909157,1	6453506,7	1720330,9	12082994,8	227252503,4
21	131608,3	131652	87306,8	3948248,7	6582576,8	1746135,9	12276961,4	239529464,9
22	132266,3	134285	88616,4	3967990,0	6714228,4	1772327,9	12454546,3	251984011,1
23	132927,7	136970	89945,6	3987829,9	6848512,9	1798912,8	12635255,7	264619266,8
24	133592,3	139710	91294,8	4007769,1	6985483,2	1825896,5	12819148,8	277438415,6
25	134260,3	142503,9	92664,2	4027807,9	7125192,9	1853285,0	13006285,8	290444701,4

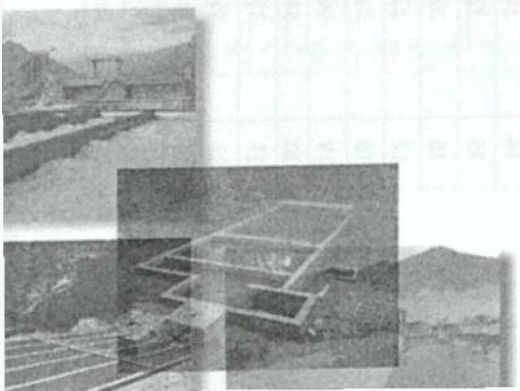
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

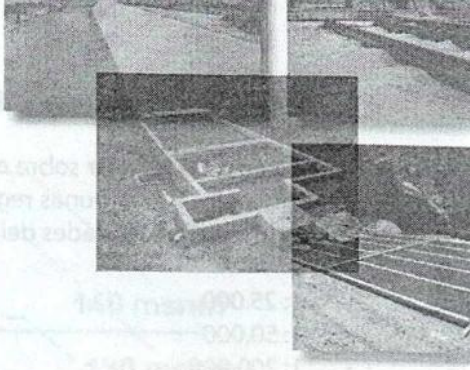
Tabla 3.10. Evaluación económica del proyecto

Año	Ingresos anuales	Egresos anuales	Retornos brutos anuales	Depreciación	Utilidades	Inversión	Amortización
0	9825362,0	3675000	6150362,0	4200000	1950362,0	105000000	-103049638,0
1	9926195,4	3675000	6251195,4	4200000	2051195,4		-100998442,6
2	10029753,5	3675000	6354753,5	4200000	2154753,5		-98843689,1
3	10115527,5	3675000	6440527,5	4200000	2240527,5		-96603161,6
4	10203093,0	3675000	6528093,0	4200000	2328093,0		-94275068,5
5	10292488,8	3675000	6617488,8	4200000	2417488,8		-91857579,7
6	10379404,9	3675000	6704404,9	4200000	2504404,9		-89353174,8
7	10476527,7	3675000	6801527,7	4200000	2601527,7		-86751647,1
8	10574726,8	3675000	6899726,8	4200000	2699726,8		-84051920,3
9	10674015,5	3675000	6999015,5	4200000	2799015,5		-81252904,8
10	10774407,7	3675000	7099407,7	4200000	2899407,7		-78353497,1
11	10875917,3	3675000	7200917,3	4200000	3000917,3		-75352579,8
12	10978558,4	3675000	7303558,4	4200000	3103558,4		-72249021,4
13	11082345,4	3675000	7407345,4	4200000	3207345,4		-69041676,0
14	11187292,7	3675000	7512292,7	4200000	3312292,7		-65729383,3
15	11290915,7	3675000	7615915,7	4200000	3415915,7		-62313467,6
16	11395634,9	3675000	7720634,9	4200000	3520634,9		-58792832,7
17	11501463,0	3675000	7826463,0	4200000	3626463,0		-55166369,6
18	11693551,0	3675000	8018551,0	4200000	3818551,0		-51347818,6
19	11892327,3	3675000	8217327,3	4200000	4017327,3		-47330491,3
20	12082994,8	3675000	8407994,8	4200000	4207994,8		-43122496,6
21	12276961,4	3675000	8601961,4	4200000	4401961,4		-38720535,1
22	12454546,3	3675000	8779546,3	4200000	4579546,3		-34140988,9
23	12635255,7	3675000	8960255,7	4200000	4760255,7		-29380733,2
24	12819148,8	3675000	9144148,8	4200000	4944148,8		-24436584,4
25	13006285,8	3675000	9331285,8	4200000	5131285,8		-19305298,6

Tabla 3.11. Evaluación económica del proyecto con un valor del kilowatt hora de 126 pesos por unidad

Año	Energía total kWh/ año	Venta de energía $/ año	Egresos anuales $	Retornos brutos $	Depreciación $	Utilidades $	Inversión $	Amortización
0	274246,4	34555046,4	3675000	30880046,4	4200000	26680046,4	105000000	-78319953,6
1	277902,0	35015654,6	3675000	31340654,6	4200000	27140654,6		-51179299,0
2	281652,3	35488188,6	3675000	31813188,6	4200000	27613188,6		-23566110,3
3	284813,6	35886518,4	3675000	32211518,4	4200000	28011518,4		4445408,1
4	288038,6	36292867,4	3675000	32617867,4	4200000	28417867,4		32863275,5
5	291328,6	36707405,2	3675000	33032405,2	4200000	28832405,2		61695680,8
6	294467,5	37102901,3	3675000	33427901,3	4200000	29227901,3		90923582,0
7	297493,5	37484175,1	3675000	33809175,1	4200000	29609175,1		120532757,1
8	300555,0	37869931,8	3675000	34194931,8	4200000	29994931,8		150527689,0
9	303652,6	38260229,5	3675000	34585229,5	4200000	30385229,5		180912918,5
10	306786,7	38655127,0	3675000	34980127,0	4200000	30780127,0		211693045,5
11	309957,8	39054683,7	3675000	35379683,7	4200000	31179683,7		242872729,2
12	313166,4	39458960,2	3675000	35783960,2	4200000	31583960,2		274456689,4
13	316412,8	39868017,6	3675000	36193017,6	4200000	31993017,6		306449707,1
14	319697,8	40281918,1	3675000	36606918,1	4200000	32406918,1		338856625,1
15	323017,6	40700217,2	3675000	37025217,2	4200000	32825217,2		371681842,3
16	326375,6	41123321,9	3675000	37448321,9	4200000	33248321,9		404930164,2
17	329772,2	41551291,1	3675000	37876291,1	4200000	33676291,1		438606455,3
18	334910,6	42198731,7	3675000	38523731,7	4200000	34323731,7		472930187,0
19	340299,8	42877774,8	3675000	39202774,8	4200000	35002774,8		507932961,8
20	345391,9	43519381,7	3675000	39844381,7	4200000	35644381,7		543577343,5
21	350566,6	44171394,3	3675000	40496394,3	4200000	36296394,3		579873737,8
22	355167,3	44751079,2	3675000	41076079,2	4200000	36876079,2		616749817,0
23	359843,6	45340289,1	3675000	41665289,1	4200000	37465289,1		654215106,1
24	364596,8	45939195,9	3675000	42264195,9	4200000	38064195,9		692279301,9
25	369428,4	46547974,6	3675000	42872974,6	4200000	38672974,6		730952276,5





4. Estudio topográfico y cartográfico

Por lo general, es constante para estudios de este tipo en zonas aisladas, disponer de poca información o prácticamente ninguna; por tal motivo se debe recurrir a complementarla con visitas de campo y levantamientos topográficos de la zona.

Para desarrollar el proyecto motivo del estudio, se requieren mapas con la mayor información posible de la ubicación del proyecto, vías de acceso, relieve, curvas de nivel, etcétera.

En tal sentido la realización del presente estudio en su fase inicial recomienda realizar las siguientes etapas:

- Búsqueda de información cartografía, con el fin de ubicar el proyecto y caracterizar la zona.
- Visita al campo para corroborar la información de la oficina con la real del campo.
- Levantamiento topográfico, para complementar la información restante, que no sea obtenida en mapas cartográficos.

4.1. Estudio cartográfico

Este estudio consiste en la recopilación de la información cartográfica en institutos destinados para tal fin y/o otras entidades que hayan desarrollado proyectos en la región. Sin embargo no se descarta la posibilidad de que tal información no sea indispensable dada la magnitud del proyecto y la experiencia e interés de los encargados. Los planos cartográficos nos aportan información geográfica y topográfica de la región, algunos de estos aspectos son:

- Vías de acceso
- Ríos y vegetación
- Curvas de nivel
- Ubicación
- Otros

En relación con la magnitud del proyecto, las escalas de los mapas posiblemente no

se ajusten para trabajar sobre ellas mayores detalles, ya que están hechos en grandes escalas; aunque en algunas regiones, podemos encontrar mapas de escalas menores ajustados a las necesidades del estudio. Algunas de las escalas son:

- 1: 25.000
- 1: 50.000
- 1: 200.000
- 1: 2.000.000

El trabajo de oficina en su fase preliminar busca sobre los planos cartográficos detallar algunos aspectos del proyecto, como:

- Ubicación de obras civiles, tales como: canal, tanque de carga, desarenador, casa de máquinas y otros.
- Perfil de la tubería
- Determinación de la caída neta

Además de los planos se puede contar con fotografías que permiten una mejor visión de la zona y sus características, complementando así el estudio geomorfológico y geológico para el proyecto.

La importancia del presente estudio radica en determinar la caída del aprovechamiento y dar una ubicación general de las obras, que como hemos indicado antes puede hacerse con el apoyo de planos cartográficos y/o de aerofotografías.

Plano cartográfico. Este plano nos facilita información sobre las características de la zona motivo del proyecto, como: vías de acceso, ríos, vegetación, ubicación y otros aspectos geográficos; la cual está apoyada en curvas de nivel que nos indican el relieve de la zona y la escala horizontal.

Las curvas de nivel son líneas que unen puntos de igual cota en el relieve, que al proyectarlos sobre un plano horizontal lo representan, como lo indica la figura 4.1.

Con un plano cartográfico, se puede realizar el trazado de un perfil del terreno, el cual simula un corte transversal a éste; el trazado del perfil se obtiene como la proyección de los puntos de corte de una línea imaginaria con las curvas de nivel y la unión entre estos; en un plano vertical ubicados en su correspondiente cota de nivel; un ejemplo de perfil se ilustra en la figura 4.2.

El perfil es requisito para el diseño de la tubería y los anclajes, ya que en él se refleja el corte vertical que tendrán ellos en el terreno.

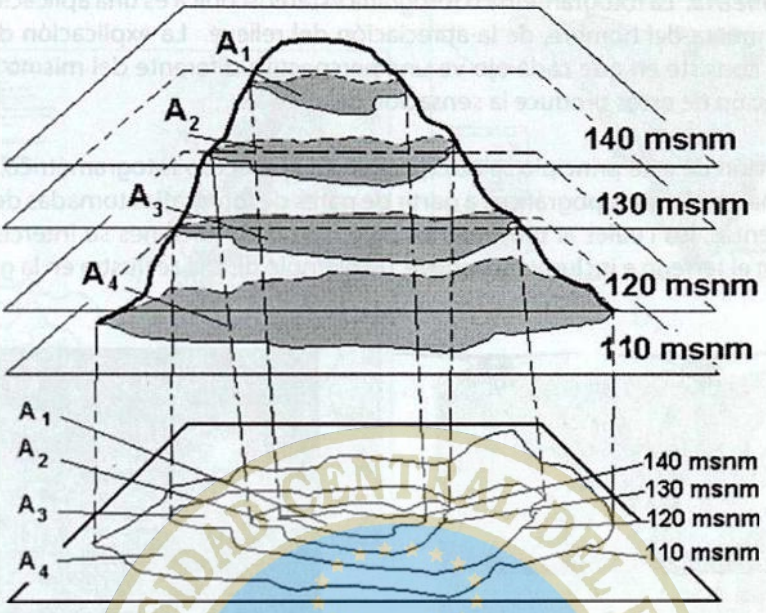


Figura 4.1. Representación topográfica

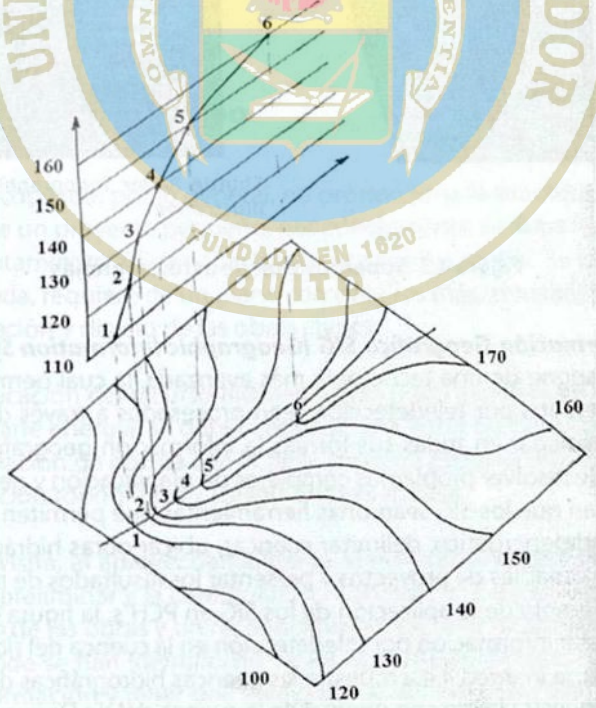


Figura 4.2. Construcción del perfil

Fotogrametría. La fotogrametría o fotografía estereoscópica es una aplicación de una facultad innata del hombre, de la apreciación del relieve. La explicación de este fenómeno consiste en que cada ojo ve una perspectiva diferente del mismo objeto, la combinación de estos produce la sensación del relieve.

La aplicación de este principio se hizo posible en el proceso fotogramétrico, que consiste en hacer planos topográficos a partir de pares de fotografías tomadas desde puntos diferentes, los cuales al proyectarlos bajo ciertas condiciones su intercepción reproducen el terreno e inclusive su relieve, un ejemplo de ella se ilustra en la gráfica 4.3.

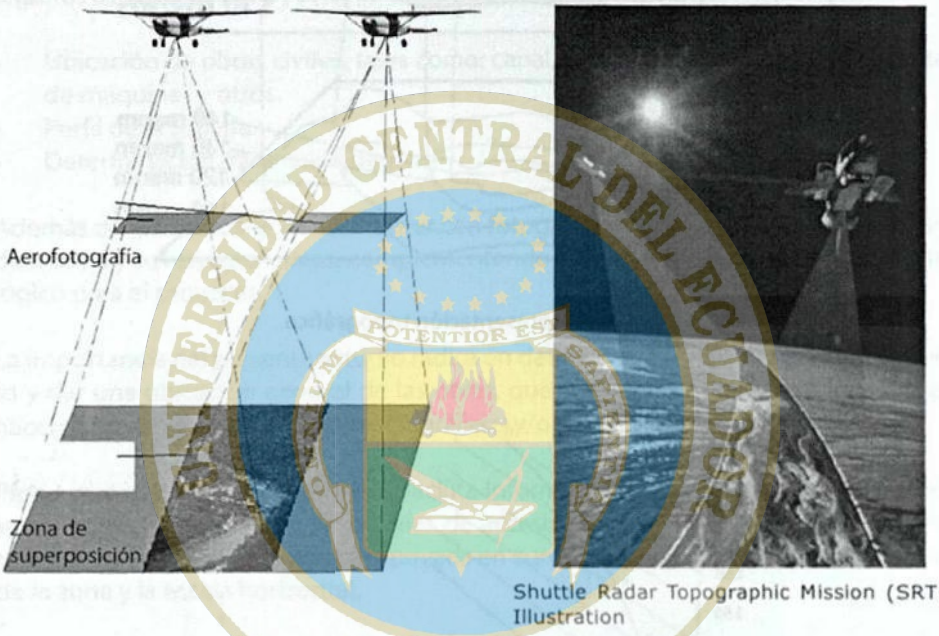


Figura 4.3. Superposición de aerofotografías

Sistema de Información Geográfica SIG (Geographic Information System GIS). En la actualidad se dispone de una tecnología más avanzada, la cual permite que los datos geográficos obtenidos por teledetección sean procesados a través de *software* con el propósito de desplegar en todas sus formas la información geográficamente referenciada con el fin de resolver problemas complejos de planificación y gestión. Estas características permiten que los SIG sean unas herramientas que permiten construir el perfil de un recurso hidroenergético, delimitar cuencas, ubicar obras hidráulicas, determinar aéreas, construir variables de proyectos y presentar los resultados de todas estas operaciones. Como ejemplo de la aplicación de los SIG en PCH´s, la figura 4.4 muestra el resultado de procesar información por teledetección en la cuenca del río Dagua (Valle del Cauca, Colombia); la imagen 4.4.a muestra las cuencas hidrográficas del departamento, la imagen 4.4.b muestra la imagen original de la cuenca del río Dagua y la 4.4.c muestra las características de su relieve, obtenidas por el procesamiento con software.

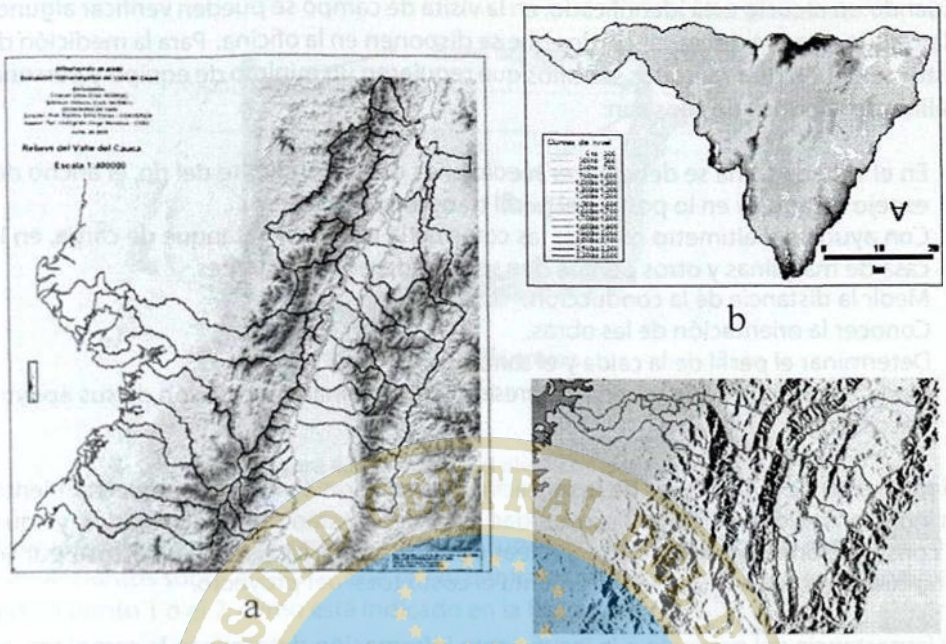


Figura 4.4. Delimitación de cuencas a partir de información tomada por teledetección (Cuenca del río Dagua, Dpto del Valle del Cauca, información bases Shuttle Radar Topographic Mission SRTM)

4.2. Reconocimiento de campo

La información recopilada, por lo general, no proporciona la exactitud suficiente para ubicar las obras de un proyecto pequeño, por consiguiente se debe hacer una visita al campo o un levantamiento adicional, cuando este sea necesario. La idea del proyecto una vez es aceptada, requiere de un plano con detalles más generalizados, que será la base para la ubicación y diseño de las obras civiles.

Identificada la ubicación del recurso hidroenergético y/o posibles recursos y la comunidad a suministrarle energía, se deberá realizar una visita de campo que permita corroborar la información de oficina con la de la zona; en especial en aquellos proyectos donde la información topográfica y cartográfica es escasa.

El objetivo de la visita, al aprovechamiento ya identificado, es ratificar o modificar la implementación preliminar y la configuración conceptual del proyecto, definiendo la posible ubicación de las obras y un reconocimiento general de la ruta de conducción. En proyectos donde se han identificado varios aprovechamientos, su visita permitirá corroborar la información y tener una idea general del mejor aprovechamiento; comprobando que el sitio o los sitios justifican la continuación con estudios a un nivel superior.

Cuando un recurso está identificado, en la visita de campo se pueden verificar algunos datos que pueden discrepar con los que se disponen en la oficina. Para la medición de éstos se deben usar métodos sencillos que requieren un mínimo de equipo y personal calificado; algunos de ellos son:

- En el sitio de toma se debe hacer mediciones de: la pendiente del río, el ancho del espejo de agua y en lo posible el perfil transversal de este.
- Con ayuda del altímetro conocer las cotas en la toma, en el tanque de carga, en la casa de máquinas y otros puntos que se consideren importantes.
- Medir la distancia de la conducción.
- Conocer la orientación de las obras.
- Determinar el perfil de la caída y el salto bruto.
- Medir la longitud de la tubería de presión y determinar la ubicación de sus apoyos y accesorios.

Al momento de la selección de la ubicación de las obras civiles del aprovechamiento es indispensable que éste y la comunidad a servir no estén muy distanciados, ya que la construcción de vías de acceso y líneas de transmisión se hace más costosa por su longitud; en consecuencia se incrementa el costo total del proyecto.

La importancia del proyecto o la insuficiente información determinan la complementación de ésta con estudios que permitan hacer los ajustes necesarios y cumplir las metas definidas.

4.3. Estudio topográfico

La información restante para seguir adelante con el proyecto se obtiene de trabajos desarrollados en la zona del proyecto, a través de un levantamiento topográfico, proporcional a la importancia del proyecto y a la información disponible.

El levantamiento topográfico complementa la información cartográfica, necesaria para conocer áreas, ubicación de las obras, trazado de la conducción, perfil de la tubería, caída neta, sección transversal y otros.

Caída neta. La caída neta del aprovechamiento la podemos determinar con métodos sencillos hasta llegar al uso de equipo de topografía; algunos de estos métodos en orden de complejidad son:

Método del nivel con manguera. Es un método bastante sencillo, ya que los elementos que para su implementación requiere son una manguera y unas escalas, y el personal no necesariamente debe ser calificado; la forma de su aplicación se muestra en la figura 4.5.

La altura H_x se determina como la diferencia entre las dos indicaciones de las escalas, en los puntos del nivel de agua en la manguera; la altura total del aprovechamiento es la suma de éstas, desde la casa de máquinas hasta el tanque de carga.

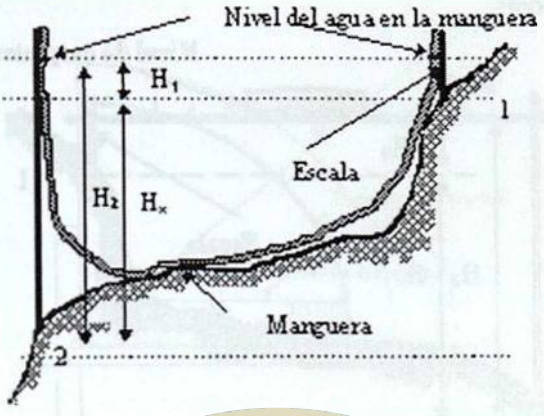


Figura 4.5. Método del nivel con manguera

Este método también permite el trazo de curvas de nivel en el plano cartográfico al seguir puntos sobre el relieve que se encuentran sobre una cota, bien sea la indicada por el punto 1 o el 2, como está indicado en la figura 4.5.

Método del nivel de carpintero. Es un método que emplea el mismo principio del método de la manguera, con la diferencia de que en este se usa un nivel de carpintero, al método se le debe anexar para su implementación una regla para sostener el nivel o en su defecto un hilo de nylon, su aplicación práctica se indica en la figura 4.6.

La altura se determina de igual forma como se ha descrito en el procedimiento anterior, al igual que las curvas de nivel.

Método del clinómetro. Este método es derivado del método del nivel de carpintero, se caracteriza por ser más sencillo en su implementación, pero requiere de algunos cálculos matemáticos para determinar la altura.

La figura 4.7 nos muestra los parámetros que se requieren conocer para determinar la altura entre los puntos 1 y 2, y su implementación práctica. Estos parámetros son: los valores de las escalas de apoyo, en nuestro caso, H_1 y H_2, los ángulos θ_1 y θ_2 y la distancia L_x, que es la longitud entre los puntos 1 y 2, representada por la cuerda de Nylon.

Conocidos estos datos se halla la altura de la siguiente manera:

- Se halla el promedio entre los ángulos.
- Apoyados en la expresión trigonométrica del seno y el valor de L_x encontramos la altura H_x.
- La altura entre los puntos 1 y 2 es la diferencia entre $(H_x + H_3)$ y H_1.
- La altura total del aprovechamiento será la suma de éstas.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Para determinar las curvas de nivel se procede de igual forma, como se ha descrito en los métodos anteriores.

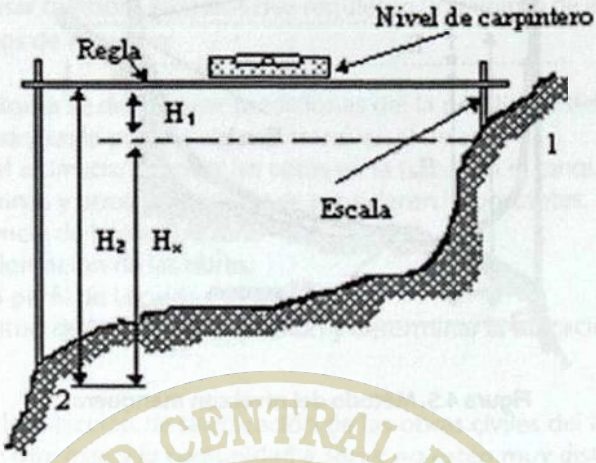


Figura 4.6. Método del nivel de carpintero

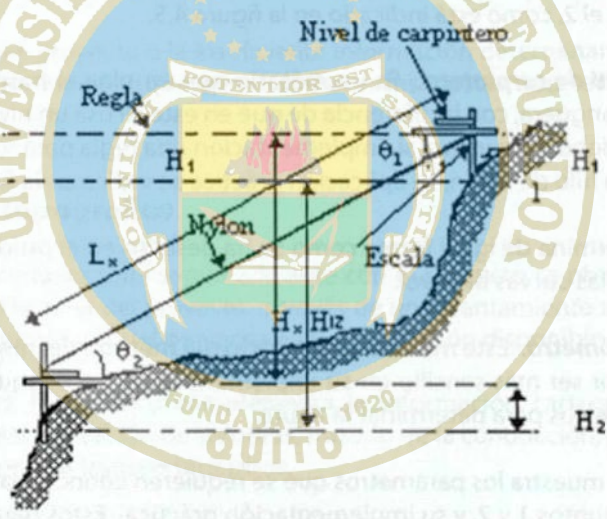


Figura 4.7. Método del clinómetro

Para facilitar la lectura se ha complementado el nivel con un transportador, que permite en forma más rápida, determinar el ángulo, una apreciación de éste se observa en la figura 4.8. y un clinómetro se muestra en la figura 4.9.

En algunos casos se han sofisticado, sustituyendo el nylon por una mira para dar vista y sobre el cual está montado un nivel de burbuja para hacerla visual; por medio de un prisma que refleja la burbuja dentro del campo de la visual del anteojo y en el momento en que ésta quede bisecada por el hilo horizontal, la línea de vista es la indicada por el círculo graduado y por tanto es cuando se debe hacer la lectura sobre la misma.

A este tipo de nivel se le ha llamado Nivel de "Abney", la figura 4.9 lo ilustra.

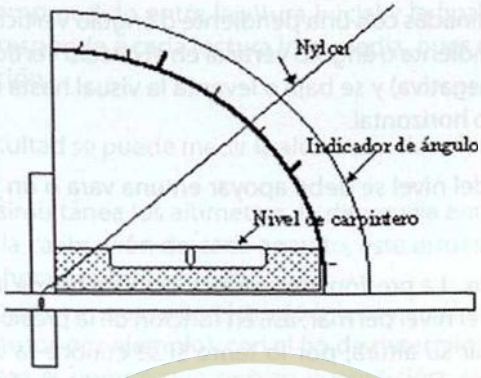


Figura 4.8. Clinómetro

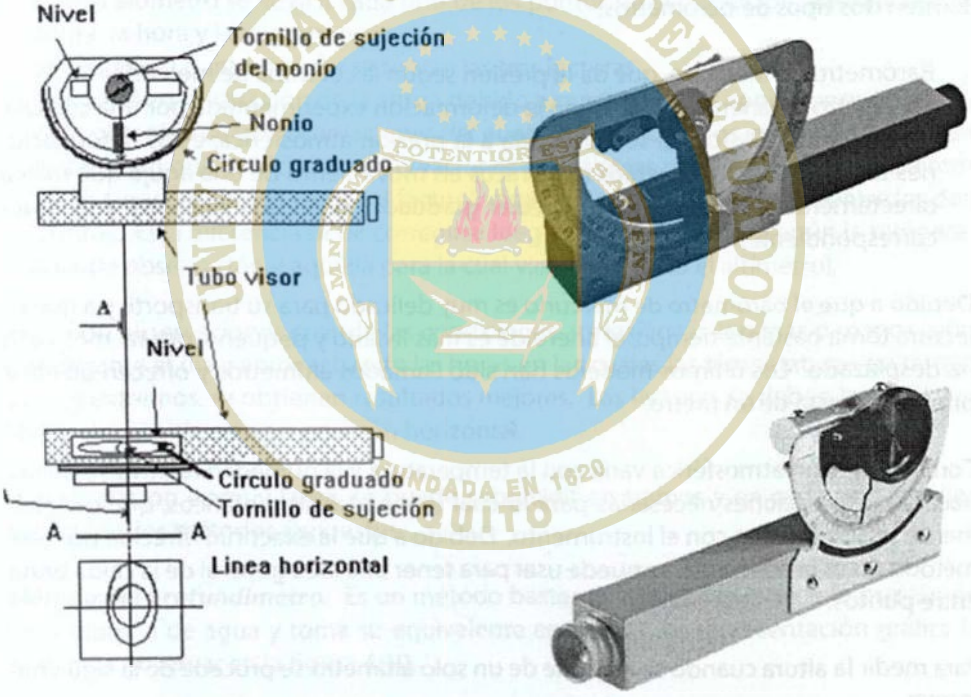


Figura 4.9. Nivel de Abney

Con este nivel se pueden realizar las siguientes operaciones:

- Lanzar visuales horizontales, para ello se pone en ceros el índice del círculo vertical, se ajusta el tornillo de fijación y luego se toma la visual hasta que ésta quede bisecada por el hilo horizontal.
- Determinar la pendiente o ángulo vertical de una línea; en este caso se da vista y

haciendo girar el índice solidario con la burbuja se hace que ésta quede centrada, o sea que se vea bisecada por el hilo horizontal; se lee en el círculo la pendiente o ángulo vertical que tiene la visual.

- Lanzar visuales inclinadas con una pendiente o ángulo vertical dados; en este caso se marca dicha pendiente o ángulo vertical en el círculo vertical (teniendo en cuenta si es positiva o negativa) y se baja o levanta la visual hasta que la burbuja quede bisecada por el hilo horizontal.

Para un uso correcto del nivel se debe apoyar en una vara o un jalón que les sirve de trípode.

Método del barómetro. La presión atmosférica varía en forma inversamente proporcional a la altura sobre el nivel del mar; así, en función de la presión en un determinado lugar se puede concluir su altura; por lo tanto si se conoce la diferencia de presión entre dos puntos, se puede determinar la diferencia de nivel existente.

Existen dos tipos de barómetros:

- Barómetro de mercurio, que da la presión según la columna de mercurio.
- Barómetro de aneroide, que mide la deformación experimentada por una cápsula, parcialmente al vacío, al ser sometida a la presión atmosférica; estas deformaciones transformada por medios mecánicos en movimiento de una aguja que marca directamente sobre un tablero circular graduado, la presión existente y la altura correspondiente.

Debido a que el barómetro de mercurio es muy delicado para su transporte y a que su lectura toma bastante tiempo, el aneroide es más liviano y pequeño, por tal motivo lo ha desplazado. Los últimos modelos han sido llamados altímetros y ofrecen un error promedio hasta de un metro.

Como la presión atmosférica varía con la temperatura y la humedad relativa se deben hacer las correcciones necesarias para lo cual existen tablas y gráficos, que generalmente se suministran con el instrumento. Debido a que la exactitud ofrecida por este método no es la adecuada, se puede usar para tener una idea general de la caída bruta entre puntos.

Para medir la altura cuando se dispone de un solo altímetro se procede de la siguiente forma:

- Se parte de un punto de altura conocida; se lee la altura en el altímetro y se anota la hora en que se hizo la observación y la temperatura que indica el termómetro.
- Se lleva luego el instrumento a los otros puntos cuya cota se desea conocer y en cada uno de ellos se anota la altura, la hora y la temperatura.
- Se regresa inmediatamente al punto de partida y de nuevo se toma la lectura del tiempo y la temperatura.

Debido a los cambios en las condiciones atmosféricas la altura leída inicialmente no concuerda, por lo general, con la lectura del altímetro luego de tomar los otros puntos. Si suponemos que las condiciones atmosféricas variaron gradualmente durante el lapso de tiempo comprendido entre la altura inicial y la final, podemos conocer la corrección que le corresponde a cada lectura intermedia, pues se tiene la hora en que se hizo cada observación.

Para superar esta dificultad se puede medir la altura con dos altímetros, de la siguiente forma:

- Se leen en forma simultánea los altímetros, la diferencia entre las lecturas se debe exclusivamente a la calibración de cada aparato, este error se toma como error índice; y se anota la hora y la temperatura.
- Uno de los altímetros permanece en el punto inicial y en él se toman lecturas periódicas (cada 10 minutos por ejemplo), con el fin de determinar la curva de variación de la altura durante el tiempo que se hizo la medición; en cada lectura se debe tomar la temperatura y la hora.
- El otro altímetro se lleva a cada uno de los puntos de la nivelación, anotándose la altura, la hora y la temperatura.
- Se regresa al punto inicial y se toman las tres lecturas
- Con base en la variación de la altura debido a cambios en las condiciones atmosféricas obtenida de las observaciones del punto inicial, podemos interpolar para cada instante en que se hicieron observaciones en los otros puntos. La diferencia entre las lecturas (corregida ya por el factor índice), es la diferencia de nivel entre los dos puntos. Esta diferencia debe corregirse luego por temperatura (según la temperatura de observación y aquélla para la cual viene calibrado el altímetro).

Haciendo observaciones cuando las condiciones atmosféricas son más o menos estables durante el día y aprovechando las horas en las cuales las temperaturas no toman valores extremos, se obtienen resultados mejores. Las lecturas se deben hacer al aire libre y con el altímetro en posición horizontal.

Si la nivelación es muy larga, se puede subdividir en tramos y en cada uno de ellos aplicar los dos métodos expuestos.

Método del profundímetro. Es un método bastante sencillo, que mide la presión de una columna de agua y toma su equivalente en metros, su representación gráfica la podemos observar en la figura 4.10.

Como se observa en este método se requiere de un tubo plástico, en el cual se encuentra una columna de agua, al final de ella se coloca un profundímetro que nos indicará la presión ejercida por ésta en su equivalente en metros, de acuerdo con la siguiente expresión.

$$H = p / 9.8 \text{ (metros)}$$

Donde: p es la lectura de la presión en kPa y H es la caída en metros.

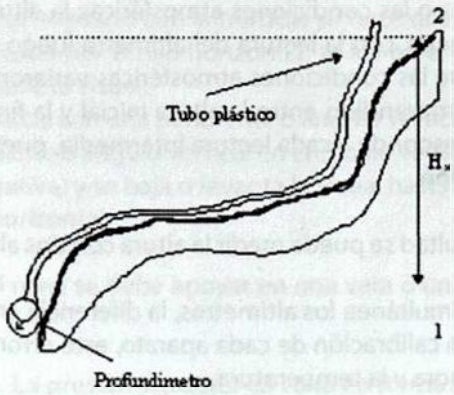


Figura 4.10. Método del profundímetro

Aunque es bastante sencillo, su aplicación se dificulta por la longitud que debe tener la manguera, al igual que su transporte.

Determinación de las áreas de interés

Para determinar las áreas de interés es indispensable realizar el levantamiento de planos en escalas más exactas que permiten ubicar en detalle las obras, su ubicación y establecer la cantidad de materiales a extraer para realizar las obras. En especial la conducción, el desarenador y el tanque de carga.

En la determinación del área de un terreno, se realizan varios perfiles en secciones transversales horizontales paralelas y equidistantes entre sí, desde un punto de referencia, formando un conjunto de puntos sobre el área levantada, según como lo muestra la figura 4.11.

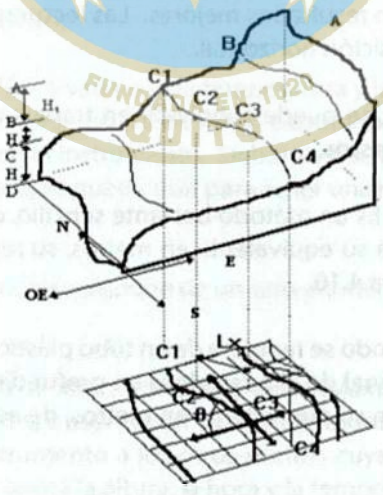


Figura 4.11. Trazado de las curvas de nivel

Para realizar el trazado de cualquier curva de nivel, ubicada a la altura de un punto ya determinado, consecuentemente entre puntos de la curva de nivel se mide con una brújula el rumbo entre éstos y se toma su longitud.

Brújula. Para determinar la ubicación de las obras sobre el plano es convencional ubicarlas de acuerdo con el meridiano magnético, el cual lo determinamos con una brújula. El meridiano magnético es una línea imaginaria trazada por los polos magnéticos de la tierra, aunque son un punto de referencia, está desviada del meridiano verdadero geográfico y varia constantemente de posición.



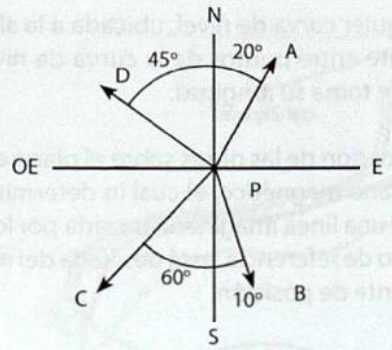
Figura 4.12. Brújula

La brújula es un invento chino que consiste en una aguja magnética ubicada en una caja circular divida en cuatro cuadrantes, graduados de 0 - 90° para determinar el rumbo y delimitados por los puntos N, S, OE, y E; algunas veces sobre la caja se encuentra una escala de 0 - 360°, con el fin de determinar el azimut. Un prototipo de brújula se indica en la figura 4.12.

Utilizando la brújula se pueden determinar la ubicación de las obras de acuerdo con su rumbo o azimut.

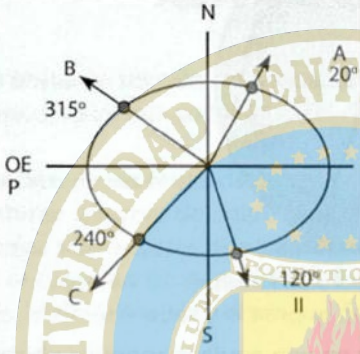
Rumbo. El rumbo es la dirección de una línea respecto al meridiano escogido, se indica por un ángulo agudo que la línea forma con el meridiano, especificando el cuadrante en el cual se toma; este puede ser: magnético, verdadero o arbitrario. Un ejemplo de rumbo lo ilustra la figura 4.13.

Azimud. El azimut de una línea es la dirección de éste respecto al meridiano escogido, medida como el ángulo que existe entre una línea y un extremo del meridiano, generalmente en sentido de las manecillas del reloj, puede ser: magnético, verdadero o arbitrario; la figura 4.14. nos muestra un ejemplo.



Rumbo PA N 200 E
Rumbo PB S 100 E
Rumbo PC S 600 OE
Rumbo PA N 450 OE

Figura 4.13. Representación del rumbo



Azimut con respecto del punto norte PA 20°
Azimut con respecto del punto norte PB 120°
Azimut con respecto del punto norte PC 240°
Azimut con respecto del punto norte PD 315°.

Figura 4.14. Representación del rumbo

Ejemplo

De acuerdo con el estudio hidrológico para atender la demanda de potencia de la comunidad de 70 kilowatts, se cuenta con un caudal de 0.3 m^3/s, los cuales tienen una permanencia en el año del 78%; esto implica una caída de 28 metros. Estos valores permiten el cubrimiento de la demanda pico, durante de la vida del proyecto, lo que equivale a 19 años de los 25 proyectados. Con base en esta información sabemos que para mejorar la oferta de potencia eléctrica se necesitan condiciones topográficas y cartográficas, que permitan tomar una mayor caída.

Para seleccionar el lugar definitivo del proyecto contamos con el plano cartográfico de la figura 4.15, el cual nos muestra las curvas de nivel del lugar donde se encuentran varios posibles aprovechamientos.

De acuerdo con el plano cartográfico (figura 4.15) encontramos que hay varias posibles opciones en el lugar, estas se indican en la figura 4.17; cada una de ellas tiene sus características particulares.

La caída que se puede obtener en cada una de las opciones indicadas se muestra en la

figura 4.17. De acuerdo con esta información la opción que responde a las necesidades de altura bruta es la opción 3 con un túnel en el trayecto de la conducción. El perfil de la tubería de esta opción se observa en la figura 4.18.

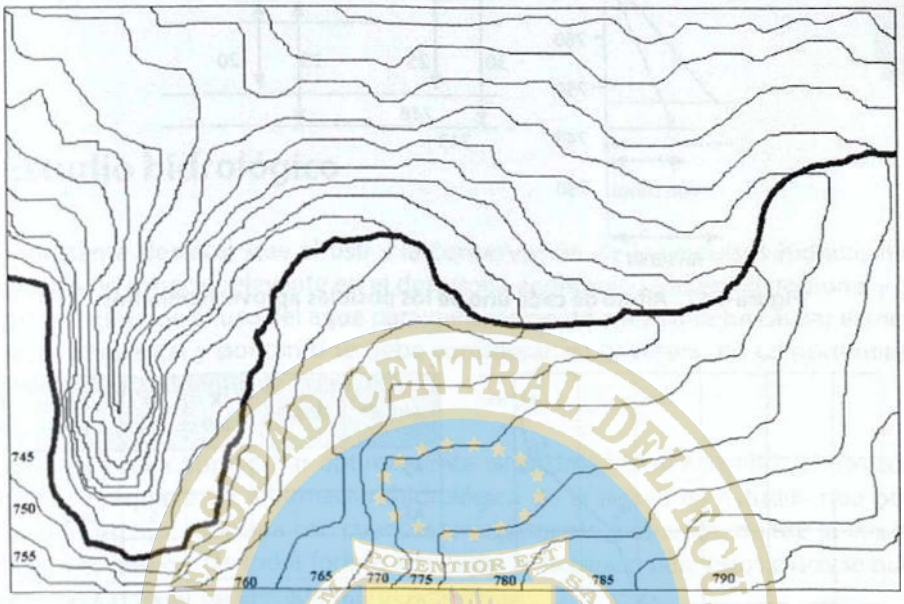


Figura 4.15. Plano cartográfico.

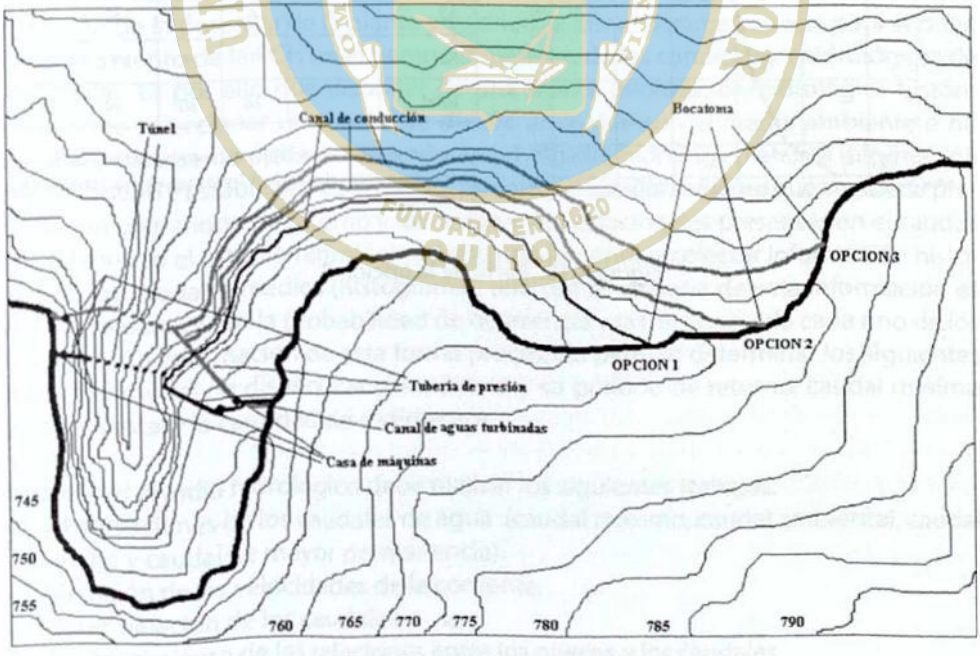


Figura 4.16. Opciones de aprovechamiento.

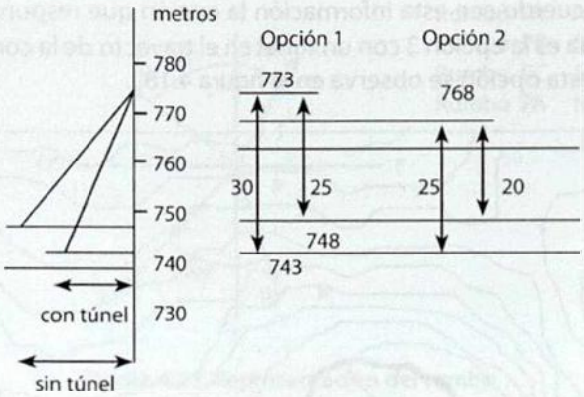
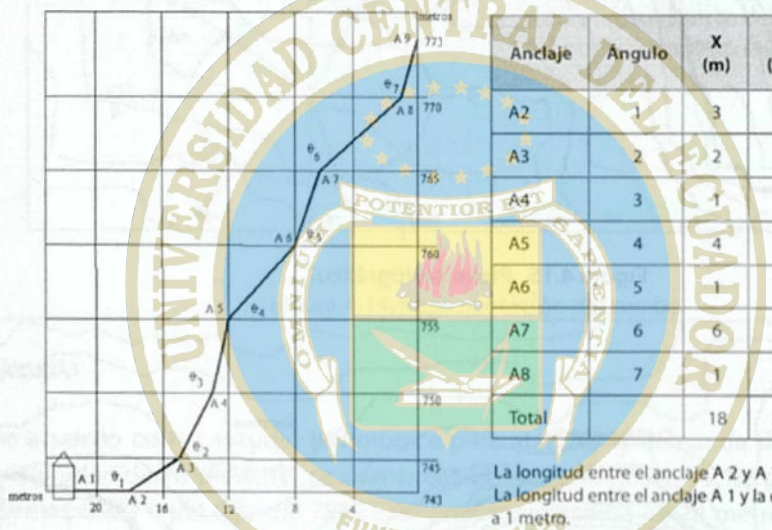


Figura 4.17. Altura de cada uno de los posibles aprovechamientos.

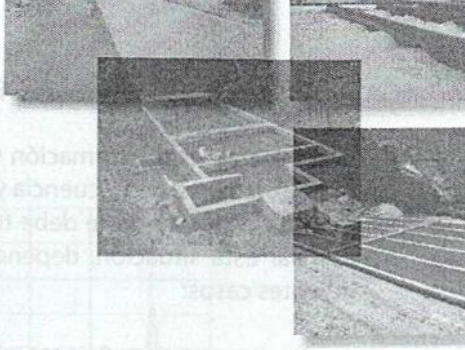


Anclaje	Ángulo	X (m)	H (m)	Φ (°)	L (m)
A2	1	3	2	33.7	3.6
A3	2	2	5	68.2	5.4
A4	3	1	5	78.7	5.1
A5	4	4	5	51.3	6.4
A6	5	1	5	78.7	5.1
A7	6	6	5	40	7.8
A8	7	1	3	71.6	3.2
Total		18	30	59	36.6

La longitud entre el anclaje A 2 y A 1 es igual a 1 metro.
La longitud entre el anclaje A 1 y la casa de máquinas es igual a 1 metro.

Figura 4.18. Perfil de la opción 3

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR ET PATRIMONIA
FUNDADA EN 1826
QUITO



5. Estudio hidrológico

Es importante destacar que el uso y la conservación de los recursos hídricos están ocupando un espacio relevante en el desarrollo económico sostenible regional y global; es por ello que el uso del agua para generación de energía debe causar el menor impacto ambiental y por tanto se debe considerar en su diseño no comprometer la sostenibilidad ambiental de la cuenca.

No obstante para aprovechar óptimamente el recurso hidroenergético en las zonas aisladas se requiere de información hidrológica de la región en estudio, que por lo general es escasa, asociada con cuencas relativamente pequeñas, donde la información a un es menor. De todas formas el estudio hidrológico para estos casos se puede simplificar sin tener un elevado margen de error.

Dentro de los resultados más relevantes del estudio hidrológico se encuentra la determinación de la potencia de la planta y su energía firme; parámetros que para el buen funcionamiento de la PCH en el tiempo dependen de las condiciones hidrológicas de la cuenca. Es por ello que disponer de una buena información hidrológica histórica permite seleccionar un ***caudal de diseño*** amigable con el medio ambiente e hidroenergéticamente óptimo. Sin embargo el estudio hidrológico aporta información para el diseño y estabilidad de las obras, tal como el ***caudal máximo*** que se puede presentar en un periodo de retorno y los sedimentos estacionales presentes en el caudal. Por tal motivo el estudio hidrológico debe previamente recolectar información histórica de los caudales medios (histograma), una vez se dispone de esta información es necesario determinar la probabilidad de ocurrencia y la frecuencia de cada uno de los caudales. La información de esta forma procesada permite determinar los siguientes aspectos: caudal de diseño, caudal máximo y su periodo de retorno, caudal mínimo y/o ambiental y la cantidad de sedimentos.

Para ello el estudio hidrológico debe realizar los siguientes trabajos:

- Observaciones de los caudales de agua (caudal máximo, caudal ambiental, caudal medio y caudal de mayor permanencia).
- Medición de las velocidades de la corriente.
- Determinación de los caudales.
- Establecimiento de las relaciones entre los niveles y los caudales.
- Observaciones sobre los cuerpos sólidos (sedimentos) que son arrastrados por las corrientes.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
SIB - UCE

Con base en esta información se construye la curva de duración de caudales (hidrograma), la curva de frecuencia y se determina el volumen de sedimentos. Como en la mayoría de los casos se debe trabajar con la información disponible, el estudio debe asimilar esta situación; dependiendo del tipo de información se encuentran los siguientes casos:

- Se dispone de suficiente información hidrológica, pluviométrica y de sedimentos en un lugar cercano a la bocatoma. Esta es una condición de excelente excepción, en la cual el procesamiento de la información es más sencillo.
- No se tiene información hidrológica y se tiene información pluviométrica; con ella se puede determinar el caudal máximo, mínimo y medio.
- No se tiene información hidrológica y pluviométrica en un lugar cercano a la bocatoma; en tal caso se puede recurrir a transponer información de una cuenca vecina o de una de similares características. Esta opción también es válida, cuando la información se tiene sobre cauce del afluente en un lugar retirado de la bocatoma.
- No se tiene información y se requiere tomarla en el lugar de la bocatoma con el fin de corroborar la información que se transpondrá o el proyecto es muy pequeño que permite con una medición durante uno o dos años disponer de la información necesaria.

5.1. Existe información

El estudio hidrológico del proyecto, cuando dispone de información debe determinar el caudal de diseño basados en la curva de caudales, la curva de probabilidades y de frecuencias, según sea el tipo de P.C.H. (aislada o interconectada), y con la información del caudal máximo y mínimo prever la estabilidad del azud y ubicar la casa de máquinas a una altura que evite su inundación. Además debe conocer el volumen de sedimentos que lleva el caudal en suspensión para diseñar el volumen del desarenador.
La información histórica existente para PCH´s debe ser superior a diez (10) años (preferiblemente), para proyectos menores la información histórica puede ser menor.

Curva de caudales (Hidrograma). Es la representación gráfica del registro de caudales medios sobre la base de periodos (días, meses, años) durante un tiempo de medición (periodo).

Su representación gráfica se hace con base en mediciones de caudal, con el apoyo de equipo que permite su registro, o en su defecto con mediciones periódicas y registro del mismo; en tal caso se obtiene que el hidrograma de caudales medios diarios, mensuales u otro periodo, resaltando los valores de caudal pico o de creciente, el caudal mínimo y el medio; similar al indicado en la figura 5.1.

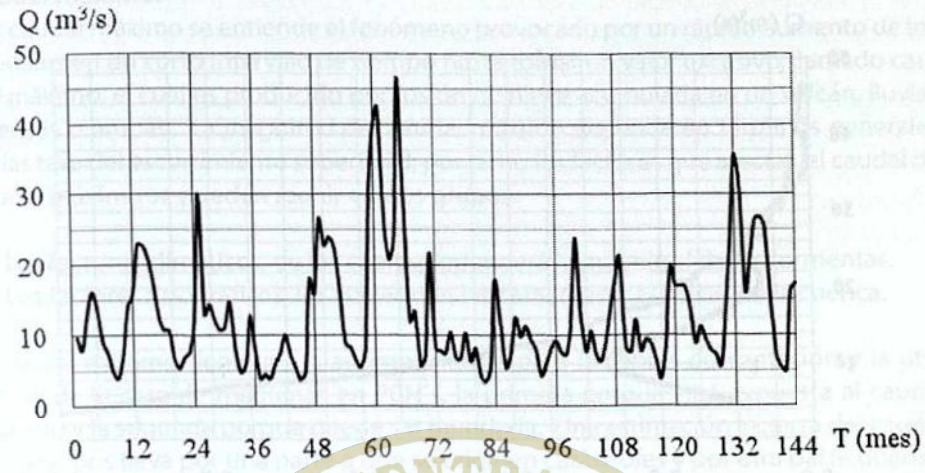


Figura 5.1. Hidrograma correspondiente a once (11) años de medida del caudal medio mensual.

Curva de duración de caudales.
Esta representa la probabilidad de ocurrencia de un caudal determinado durante el periodo de información. Ella se grafica en un diagrama cartesiano, en el cual sobre el eje de las Y se indica el caudal medio del afluente ordenados por magnitud de máximo a mínimo; sobre el eje de las X se indican los periodos (diario, semanal, mensual u otro) del total de la información.

El resultado es una curva que desciende desde un valor máximo registrado (Q) el cual tiene la menor posibilidad de ocurrencia (%), hasta el valor mínimo de caudal (Q) que tiene una mayor posibilidad de ocurrencia (%). Una apreciación de la curva de caudales se aprecia en la figura 5.2.

La gráfica de la curva de caudales es una herramienta que permite seleccionar el caudal adecuado para el diseño de la P.C.H., bien sea aislada o interconectada.

Curva de frecuencias.
Esta curva indica cuantas veces se repite un determinado caudal durante el año, sin que nos interesen las fechas en las cuales se ha producido dicha repetición. Ella se grafica en un diagrama cartesiano, en el cual en el eje de las Y se ubica el caudal en orden descendente desde el caudal máximo al mínimo; sobre el eje de las X se indica la frecuencia que cada uno de estos caudales se repite. Con base en esta curva podemos seleccionar el caudal de diseño para una P.C.H. preferiblemente interconectada.

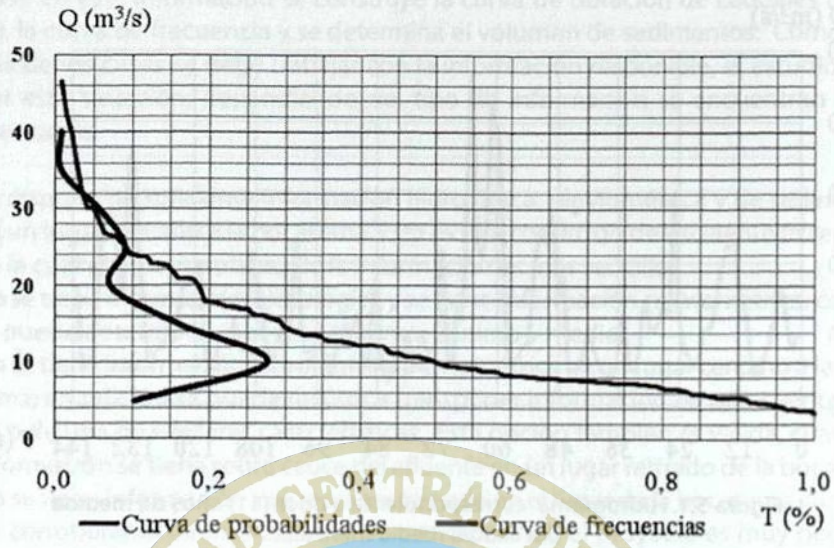


Figura 5.2. Curva de probabilidades y curva de frecuencias correspondiente a once (11) años de medida del caudal medio mensual

Caudal de diseño.

Es el caudal con el que se proyecta el diseño de la P.C.H.; nuestro caso se caracteriza por ser a filo de agua, por tal motivo el caudal seleccionado debe garantizar el funcionamiento de ésta en la mayor parte del año con la mayor potencia obtenible, asegurando de esta forma una generación constante que permita la amortización de la planta en un tiempo razonable.

Para seleccionar el caudal de diseño se debe tener en cuenta el tipo de P.C.H., si es aislada o es interconectada. Cuando la planta es aislada el caudal de diseño debe garantizar durante la vida del proyecto la energía anual demanda y la potencia pico para él último año del proyecto; si esta última condición no se garantiza se puede salvar el proyecto con la conexión de un generador de combustible fósil durante las horas pico o recurrir al racionamiento. En caso de que la P.C.H. sea interconectada prima la energía que podamos entregar a la red, por tal motivo se debe seleccionar el caudal de mayor permanencia en el afluente basados en la curva de frecuencias.

El caudal de diseño se determina con base en la curva de duración, con el cual se proyecta la P.C.H., generalmente se toma el caudal que dura el 90% para evaluar la potencia disponible y el 50% para obtener la potencia adicional con almacenamiento o se puede tomar el caudal que mayor tiempo permanece en el afluente según la curva de frecuencias.

La selección del caudal de diseño también debe considerar el caudal mínimo, que se debe garantizar en el afluente. El caudal mínimo corresponde al caudal ecológico y el caudal para otros usos (regadío, acueductos u otros).

Caudal máximo.

Por caudal máximo se entiende el fenómeno provocado por un rápido aumento de los caudales en un corto intervalo de tiempo hasta tomar un valor excesivo, llamado caudal máximo, el cual es producido por fusión de nieve acumulada en un volcán, lluvias intensas o ambas. La magnitud del caudal máximo depende en términos generales de las tasa del escurrimiento superficial; por tanto los factores que afectan el caudal de caudal máximo se pueden reunir en dos grupos:

- Los factores climáticos, de los cuales dependerá la magnitud de las tormentas.
- Los factores fisiográficos, los cuales dan las características físicas de la cuenca.

El caudal máximo tiene una gran importancia para las obras de captación y la ubicación de la casa de máquinas en PCH´s, la primera porque está expuesta al caudal máximo y la segunda porque puede ser inundada. Una estimación incierta del caudal máximo nos lleva por una parte a que se originen catástrofes y por otra parte pueden hacer que las obras sean antieconómicas; por esto el caudal máximo debe estudiarse con mucha dedicación.

Es necesario señalar que, hasta hace algunos años, los caudales máximos que se tomaban en consideración para el cálculo de las obras tenían un carácter absoluto. Esos caudales se determinaban como caudales catastróficos. Hoy, con la utilización de métodos estadísticos, se admite que no existe un límite superior y que los caudales pueden graduarse de acuerdo con su probabilidad y repetición (periodo de retorno). El periodo de retorno recomendado por OLADE, para diseño, es el siguiente:

Tipo de PCH	MicroCHE	MiniCHE	PCH
Periodo de retorno (años)	20 - 25	50 - 100	100 - 150

Cuando se dispone de observaciones de confianza que abarquen un periodo amplio de tiempo, especialmente húmedo se puede estimar el caudal máximo con una mayor precisión.

Un ejemplo de caudal máximo se observa en la figura 5.1, el cual corresponde al valor pico para nuestro periodo de información; con base su magnitud se puede diseñar las obras de desvío y el vertedero de exceso.

Debemos señalar que cada caudal máximo consta de una serie de elementos, entre ellos se encuentran:

- Caudal de agua inicial (Q_1)
- Pico de la caudal máximo ($Q_{máx}$)
- Tiempo de ascenso t_1
- Tiempo de retención t_2
- Duración total de la caudal máximo T (figura 5.3)
- Volumen de la precipitación de la caudal máximo W_{prec}
- Volumen de escurrimiento de la caudal máximo Q
- Coeficiente de escurrimiento de la caudal máximo α

Frecuentemente no se conoce la forma del caudal máximo, por lo que se pueden aceptar, en algunos casos, que puede tener la forma geométrica triangular o de un trapecio.

Triangular. Esta forma se aplica para las cuencas pequeñas con terrenos inclinados. En este caso deben ser conocidas:

- El volumen del caudal máximo Q.
- El tiempo de ascenso t_1.
- El pico Q_{max}.

Si representamos el escurrimiento total con h (mm), entonces:

$$Q = h * A * 1000 \ (cm^3)$$

La duración total T en días se determina por la fórmula:

$$T \quad \frac{2Q}{Qm\ x} \quad \frac{2 * h * A * 1000}{Qm\ x} \quad \frac{0.23 * h * A}{Qm\ x}$$

$$Q \quad T \frac{8640\ Qmáx}{}$$

Donde: A es el área dada en km² y Q_{max} es el caudal dado en m³/s.

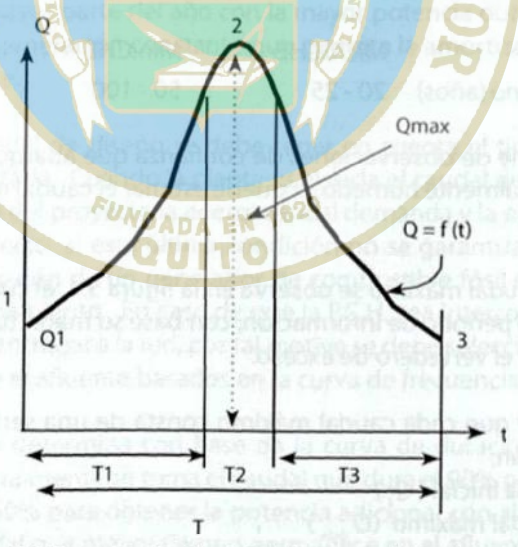


Figura 5.3. Representación total de un caudal máximo.

Trapecio. Se aplica en cuencas pequeñas con áreas de 300 a 500 km². Normalmente se acepta que el tiempo retención sea: $t_2 = 0.1\ T$, donde T se expresa en días.
En este caso:

$$Q = \frac{\left(T + \frac{1}{T}\right) 8640\ máx}{2} = \frac{\frac{11T}{10}\ 8640\ Qmáx}{2}$$

Al sustituir $Q = h * A * 1000$, se tiene que T es igual a:

$$T \quad \frac{0.021 * h * A}{Qmáx}$$

Curva de caudal versus calado.
La curva de caudal versus calado es una información que se debe disponer del lugar de la toma de agua y la casa de máquinas:

- En el lugar de la toma de agua se debe garantizar el buen funcionamiento del azud de la bocatoma y su estabilidad, durante la ocurrencia de caudales máximos.
- En la casa de máquinas esta curva indica el lugar de ubicación para que los equipos se encuentren a una altura superior a la de una posible inundación.

Cuando las condiciones topográficas y cartográficas no permiten evitar que la bocatoma o a la casa de máquinas estén expuestas a los posibles daños de una avenida, la curva de caudal versus calado indica la altura y la estabilidad que deben tener los muros de contención. Además de las medidas correctivas mencionadas se puede proponer hacer una corrección al cauce del río, tal que permita reducir su impacto.

Caudal ambiental.
Este es el caudal que no altera el ecosistema existente en la región del proyecto; por tal motivo su valor no debe alterar la simbiosis entre el ecosistema y el régimen hidrológico de la cuenca. Por tal motivo se debe garantizar que el caudal de diseño de la PCH conserva el ecosistema y los procesos propios del río. Los métodos para determinar el caudal ambiental los detalla los profesores Lina Mabel Castro y Yesid Carvajal en el libro *Caudal ambiental*.

Caudal medio.
El caudal medio es el equivalente al promedio de los caudales medios durante un lapso de tiempo; este puede ser diario, mensual o anual.

Volumen de sedimentos.
Por sedimentos se entienden como las partículas y los materiales de origen mineral y orgánico que se trasladan por las corrientes de agua y se sedimentan, en condiciones adecuadas, en los lechos fluviales.

Según el carácter de su movimiento, los sedimentos pueden ser sedimentos flotantes y sedimentos de fondo:

- ***Los sedimentos flotantes*** son pequeñas partículas flotantes que comúnmente están distribuidas casi de manera uniforme, en la sección transversal.

- ***Los sedimentos de fondo*** (escurrimiento sólido) son elementos de mayor peso que son arrastrados en el fondo del lecho; estos pasan por la sección transversal en un intervalo de tiempo determinado (segundo, día, mes, año, etcétera) y se da en kg/s o t/día.

La determinación cuantitativa de los sedimentos tiene una gran importancia práctica para el funcionamiento de la P.C.H y fundamentalmente para aquellas en que está prevista la construcción de una toma de agua lateral, la cual tiene un embalse muy pequeño, que usualmente está acompañado de una compuerta de lavado.

Los sedimentos en función de sus características y su volumen pueden afectar componentes de una pequeña central hidroeléctrica (P.C.H) de la siguiente forma:

- *La obra de captación* se ve afectada, por los sedimentos, en cuanto reduce la capacidad de captación de caudal, esto puede originar que algunos sedimentos de mayor volumen puedan pasar a la conducción y reducir el volumen del canal. En particular en bocatomas laterales la cantidad de sedimentos y sus características puede hacer, que las compuertas de lavado de la toma sean periódicamente abiertas.

- El volumen y las características de los sedimentos pueden obligar al proyecto a construir un *desarenador* de un volumen considerable o aumentar la periodicidad de su lavado; una solución a estos problemas es el diseño de un desarenador de lavado continuo o intermitente, esta operación requiere que el proyecto considere esta variable en su diseño.

- *El tanque de carga* puede ser afectado, por una mala operación del desarenador, la cual conlleva a que sedimentos ingresen a la tubería de presión y consecuentemente a la turbina. Una vez que han pasado por la tubería llegarán a la turbina; la presencia de esta y su energía cinética, reducen la vida útil de ellas.

Las consideraciones anteriores conllevan a un mantenimiento seguro acompañado de la parada de la planta, lo que ocasiona que se reduzca su capacidad operativa.

Factores que influyen en el escurrimiento de los sedimentos. Los factores que influyen en el escurrimiento de los sedimentos son los siguientes:

- Escurrimiento de agua superficial.
- Pendiente de la cuenca y de la red fluvial.
- Precipitación interna.
- Composición de los suelos y su laboreo.
- Cubierta vegetal y bosques.

El mayor o menor contenido de sedimentos flotantes en el agua de un río determina su turbidez, la cual, por lo tanto, es una característica cuantitativa del contenido de

sedimentos flotantes y se determina por la fórmula siguiente:

$$\rho_o \quad \frac{R * 10^3}{Q} \quad \left(g/m^3\right)$$

Donde: R es la cantidad de sedimentos, en kg/s y Q es el caudal, en m^3/s

Medición de sedimentos. La medición de los sedimentos se realiza con la ayuda de instrumentos especiales llamados batómetros, los cuales pueden utilizarse para medir sedimentos flotantes y sedimentos de fondo.

Para la determinación del escurrimiento de los sedimentos flotantes se hacen pruebas de agua con los batómetros; en este caso se determina la turbidez ρ_0 (cantidad de sedimentos en volumen unitario) y se dimensiona en kg/m, g/m, mg/l.

Existen distintos tipos de batómetros: los que se llenan al instante y los que tardan un tiempo en llenarse.

- En los que se llenan al instante no puede observarse la variación de la turbidez.
- En los que tardan un tiempo en llenarse se coloca el batómetro en cada punto durante un tiempo, con lo cual se considera la variación de la turbidez.

Las pruebas se realizan en todas las verticales y se determina también el límite donde comienza el movimiento de los sedimentos. De esta forma se tiene:

$$\frac{\rho}{flotante} = \rho_o W_o \left(Kg/año\right)$$

$$\frac{\rho}{flotante} \quad \frac{\rho_o W_o}{} \left(t/a\ o\right)$$

El volumen de los sedimentos flotantes es:

$$\frac{V}{flotante} = \frac{\frac{\rho}{flotante}}{\gamma_1} \left(m^3/a\ o\right)$$

Donde: γ_1 es el peso específico de los sedimentos flotantes, que puede tener un valor de: γ_1 = 0.5 hasta 1 t/m^3.

Debemos señalar que el peso específico real de los sedimentos fluviales varía de 2.45 a 2.76 y tienen un valor promedio de 2.65. En este caso, si se consideran también los sedimentos de fondo, el volumen de sedimentos promedio anual se determina por la expresión:

$$\frac{V}{azolves} = \frac{V}{flot} + \frac{V}{fondo}$$
$$\frac{V}{azolves} \quad \frac{V}{flot} \quad \frac{\beta}{\gamma_2}$$

Donde: β es la relación entre los sedimentos flotantes por peso ($\beta = 0.01 - 0.1$) para corrientes de llanura. $\beta = 0.1 - 1$ para corrientes de montaña y $\gamma 2$ es el peso específico condicional de los sedimentos de fondo ($\gamma 2 = 1.5 - 1.8$ t/m^3)

Régimen de precipitaciones. El régimen de precipitaciones nos indica el cronograma de las etapas de construcción para los caminos de acceso y la bocatoma.

5.2. Existen registros pluviométricos

Es característico de este tipo de proyectos disponer de información escasa, en la mayoría de los casos, solo se encuentra información pluviométrica, con ella lo único que se puede hacer es estimar caudales anuales, mediante aplicación de balances hidrológicos, basados en registros de estaciones pluviométricas, mapas de isoyetas y un registro de caudales durante mínimo un año en la toma del recurso hídrico motivo del proyecto.

La información contenida en estaciones y mapas de isoyetas cubre grandes áreas, por tal motivo se han desarrollado métodos que llevan la información al área de estudio, con ella se estima el caudal anual máximo y mínimo.

Algunos de estos métodos para determinar la precipitación y estimar caudales, son los siguientes:

Método aritmético. Es el promedio de la precipitación media de las estaciones, dentro del área de la cuenca en estudio.

$$P \quad \frac{1}{n} \sum Pi$$

Donde: *n* es el número de estaciones y *Pi* es la precipitación de la estación.

En la gráfica 5.4 se muestran varias estaciones, una de las cuales está fuera del área de la cuenca *A*.

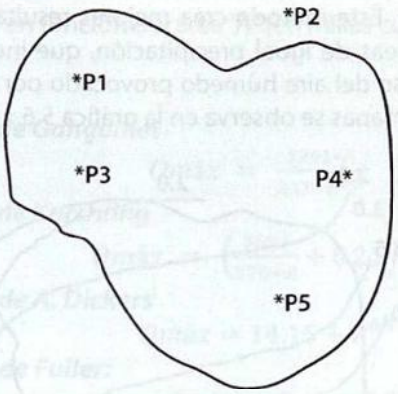


Figura 5.4. Ubicación geográfica de varias estaciones de medida de precipitación.

Método de los polígonos (Thiesen). Es un método caracterizado por delimitar el área de influencia de cada estación dentro de un polígono, de la siguiente forma:

- Se unen con líneas rectas las estaciones.
- Se halla la mitad de cada una de estas líneas y por este punto se traza una perpendicular.
- Una vez trazadas éstas, las estaciones quedan delimitadas en polígonos.

Como se observa en la gráfica 5.5, cada estación ha quedado con un área delimitada por un polígono. La precipitación correspondiente, se determina por la siguiente expresión:

$$P \quad \frac{\sum(Pi * Ai)}{At}$$

Donde: A_i es el área del polígono de la estación; A_t es el área total y P_i es la precipitación de la estación.

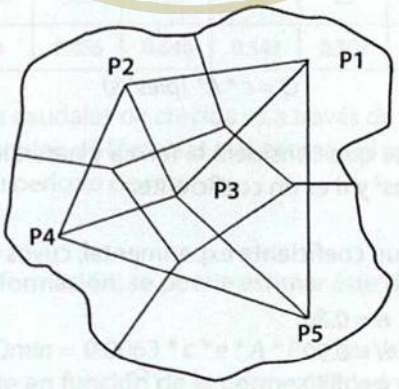


Figura 5.5. Método de los polígonos Thiessen.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
SIB - UCE

Método de las Isoyetas. Este método crea mejores resultados, ya que el mapa de isoyetas nos muestra líneas de igual precipitación, que incluyen el efecto orográfico causado por el ascenso del aire húmedo provocado por barreras montañosas, un ejemplo de este tipo de mapas se observa en la gráfica 5.6.:

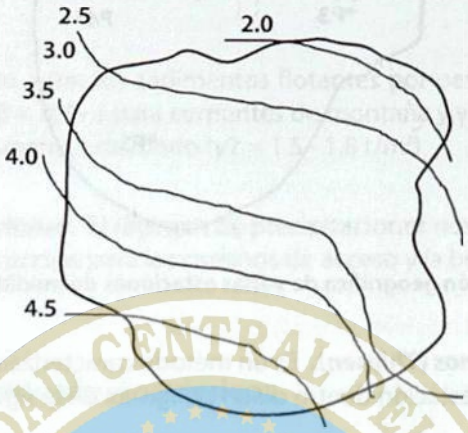


Figura 5.6. Representación de las isoyetas de precipitación.

La precipitación se determina de la siguiente forma:

$$P \quad \frac{\sum(Pj * Ai)}{At}$$

Donde: A_i es el área entre isoyetas, A_t es el área total y P_j es la precipitación entre isoyetas.

Caudal máximo.
Las expresiones experimentales más sencillas para determinar el caudal máximo, son las siguientes:

Expresión general:

$$Q = c * A^n \ (pies^3/s)$$

Donde: c es un coeficiente que considera la forma y naturaleza de la cuenca, A es el área de la cuenca en millas^2 y n es un coeficiente.

El valor de "n" representa un coeficiente experimental, cuyos valores son:

- Según Fuller $n = 0.80$
- Según Creager $n = 0.50$
- Según Myer $n = 0.50$
- Según Hodges $n = 0.45$

Otras formas de estimarlo en función del área "*A*" (en millas cuadradas) son las siguientes:

Fórmula de Ganguillet

$$Qmáx = \frac{1241*A}{311+A^{0.5}} \quad (m^3/s)$$

Fórmula de Kurchling

$$Qmáx = \left(\frac{3594}{370+A} + 0.21\right)A \quad (m^3/s)$$

Fórmula de A. Dickers

$$Qmáx = 14.15 + A^{0.5} \ (m^3/s)$$

Fórmula de Fuller:

$$Qmáx = Q \ \ 1 + 0.8 \log T$$

Donde: *Q* es el caudal de la creciente anual media y *T* es el periodo de retorno en años.

Fórmula del INERHI. Esta fórmula fue creada por los ingenieros del Instituto Nacional de Recursos Hídricos de Ecuador INERHI, con base en un estudio de 42 cuencas en su país.

$$Q = \frac{25*A*K}{A+57^{0.5}} \quad (m^3/s)$$

Donde: *A* es la superficie de la cuenca en Km^2 y *K* es un coeficiente. El coeficiente K fue analizado por los ingenieros del instituto, en función del periodo de retorno en años y está dado según la siguiente tabla 5.1.

La ventaja del uso de fórmulas empíricas, radica en que son de fácil aplicación, entregan resultados más o menos aproximados en ausencia de información.

Tabla 5.1. Valores del coeficiente K

Retorno (años)	1000	500	100	50	25	5	1
K	1,0	0.856	0.646	0.547	0.507	0.361	0.139

Otra forma de conocer los caudales de crecida es a través de las huellas dejadas por la misma en la cuenca y el empleo de fórmulas que estiman el caudal máximo, su limitante es que se desconoce su periodo de retorno.

Caudal ambiental

Cuando se posee poca información, se puede estimar éste de acuerdo con la fórmula de Iszkowski:

$$Qmin = 0.0063 * c * e * A * P \quad (m^3/s)$$

Donde: *c* es un coeficiente en función de la permeabilidad y extensión de la cuenca, entre 0.5 - 1.5, *e* es el escurrimiento medio anual en % de la pluviosidad, *A* es el área de la cuenca en Km^2 y *P* es la pluviosidad media en metros.

5.3. Se cuenta con registros de caudal en una estación cercana

Es usual en este tipo de proyectos no encontrar información suficiente y/o encontrarla en otras cuencas; el caso que consideraremos consiste en información presente en una cuenca paralela a la del estudio o sobre el aprovechamiento pero retirada de la toma. En tal caso se realiza una transposición de la información al sitio donde sea prevista la toma.

Transposición de caudales.
La transposición de caudales consiste en hallar un coeficiente que nos permita llevar la información de caudales hasta el lugar de la toma; considerando la similitud de las cuencas; este se determina por la siguiente expresión:

$$C = \frac{A_1}{A_2} * \frac{(P_1 - E_2)}{(P_1 - E_2)}$$

Donde: A_1 es el área de drenaje en el sitio de toma, A_2 es el área de drenaje en el sitio de la estación, P_1 es la precipitación media ponderada de la cuenca de drenaje en el sitio de toma, P_2 es la precipitación media ponderada de la cuenca de drenaje en el sitio de la estación y E_1 es la evapotranspiración de la cuenca en el sitio de la toma.

Para hacer la transposición de caudales es necesaria la información, sin embargo en algunas ocasiones esta no está disponible, por tal motivo se puede optar por:

- En ocasiones cuando se desconoce el valor de la evapotranspiración, el coeficiente se determina en función del área y la precipitación.
- La precipitación media ponderada se obtiene del mapa de isoyetas medias anuales que cubran la cuenca estudiada.
- Cuando se desconoce la información pluviométrica y la distancia entre el lugar de la estación y la toma no es considerable, se puede asumir un valor igual de precipitación media ponderada para las cuencas y el coeficiente se determina en función de las áreas.

El caudal en el sitio se determina como el producto entre el coeficiente de transposición y la información de la estación.

5.4. Medición de caudal

Realizar una medición de caudal, ofrece una mejor visión del comportamiento del recurso hídrico; dado que hemos considerado que no disponemos de esta información, describiremos algunos de los métodos más usados para su obtención.

Método del recipiente
Consiste en llenar un recipiente de volumen conocido registrándole el tiempo de llenado, la relación entre estos dos valores nos indica el caudal.

$$Q = \frac{V_r}{T} \ (\mathrm{m^3/s})$$

Donde: V_r es el volumen del recipiente y t es el tiempo de llenado

Es recomendable realizar varias medidas para tomar su promedio, al igual que en diferentes épocas del año; este método nos da una indicación puntual del caudal, se limita a recursos hídricos muy pequeños.

Medida de caudal con flotador

Este es un método bastante práctico, se ajusta a cuencas proporcionalmente más grandes, nos permite medir el caudal en forma puntual.

Se basa en la medición del tiempo para una distancia determinada que recorre un volumen de agua delimitado por el lecho del recurso; el caudal se determina de la siguiente forma:

- Se elige un trecho de medida de curso y sección recta y homogénea (en lo posible).
- Se mide la longitud del tramo seleccionado *L*.
- Se mide la sección transversal del trecho de medida *A*.
- Se prepara un flotador de madera o una botella llena en un equivalente a 1/3 de su volumen; con el fin de tomar velocidades superficiales e internas del cauce.
- Se coloca el flotador algunos metros antes del trecho elegido y se cronometra el tiempo utilizado en recorrer la longitud *L*. Se recomienda realizar varias mediciones y en diferentes lugares con el fin de tomar varias medidas de velocidad, ya que esta disminuye al acercarse a las paredes de las orillas y del lecho del cauce, como se indica en la gráfica 5.7.
- Se determina la velocidad como la relación entre la longitud y el tiempo.

$$V = {}^{L}/_{t}$$

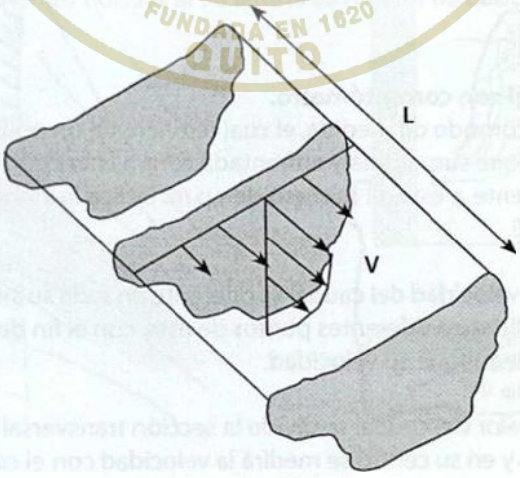


Figura 5.7. Gráfica de velocidades.

Como se observa en la gráfica 5.7 la velocidad no es homogénea en toda la sección transversal, por tal motivo para determinar la velocidad media nos apoyamos en la tabla 5.2, que nos presenta coeficientes de flotación experimentales para diferentes lechos en función de la relación entre la sección transversal *S* y su perímetro *P*.

Tabla 5.2. Valores de velocidad media

S/P	Madera lisa o cemento	Madera áspera o ladrillo	Pared de pedruscos	Tierra
0.1	0.860	0.840	0.748	0.565
0.2	0.865	0.858	0.792	0.645
0.3	0.870	0.865	0.812	0.685
0.4	0.875	0.868	0.822	0.712
0.5	0.880	0.870	0.830	0.730
0.6	0.885	0.871	0.835	0.745
0.7	0.890	0.872	0.837	0.755
0.8	0.892	0.873	0.839	0.763
0.9	0.895	0.874	0.842	0.771
1.0	0.895	0.875	0.844	0.778
1.2	0.895	0.876	0.847	0.786
1.4	0.895	0.877	0.850	0.794

Conocido el coeficiente "*C*", el área de la sección transversal y la velocidad, se puede determinar el caudal del aprovechamiento con la siguiente expresión:

$$Q = c * V * A \quad (m^3/s)$$

Donde: *V* es la velocidad en m/s y *A* es el área de la sección transversal en m².

Medición de caudal con correntómetro.

Es un método más cómodo de medida, el cual requiere de un equipo especial, consistente en una hélice que sumergida y enfrentada contra el vector velocidad del caudal gira proporcionalmente a éste, el número de r.p.m. indica la velocidad, como se presenta en la figura 5.8.

Como se observa la velocidad del caudal es diferente en toda su sección, se recomienda tomar varias medidas en diferentes puntos de ésta, con el fin de obtener una medida promedio, que identifique su velocidad.

Para determinar el valor del caudal se divide la sección transversal del cauce en varias secciones pequeñas y en su centro se medirá la velocidad con el correntómetro.

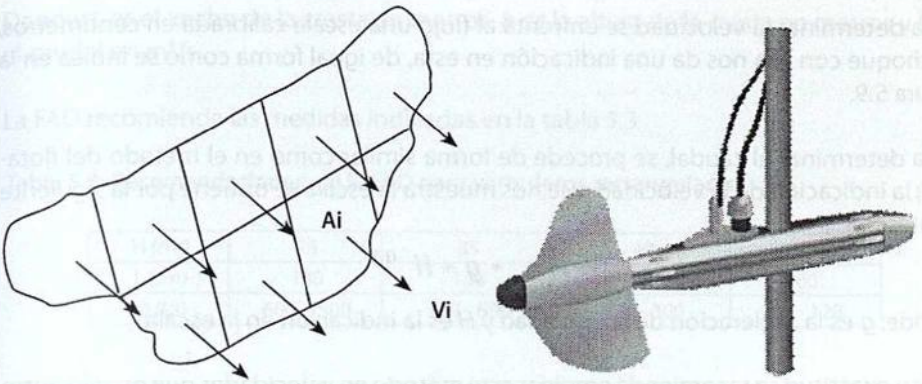


Figura 5.8. Vector velocidad en cada una de las áreas.

Conocida esta información se determina el caudal, de la siguiente forma:

$$Q \quad \sum A_i * V_i$$

Donde: *Ai* es el área de la cada sección y *Vi* es la velocidad en el área *Ai*.

Medición del caudal con escala

Este método determina la velocidad del agua con ayuda de una escala calibrada, que indirectamente determina la velocidad (ver figura 5.9).

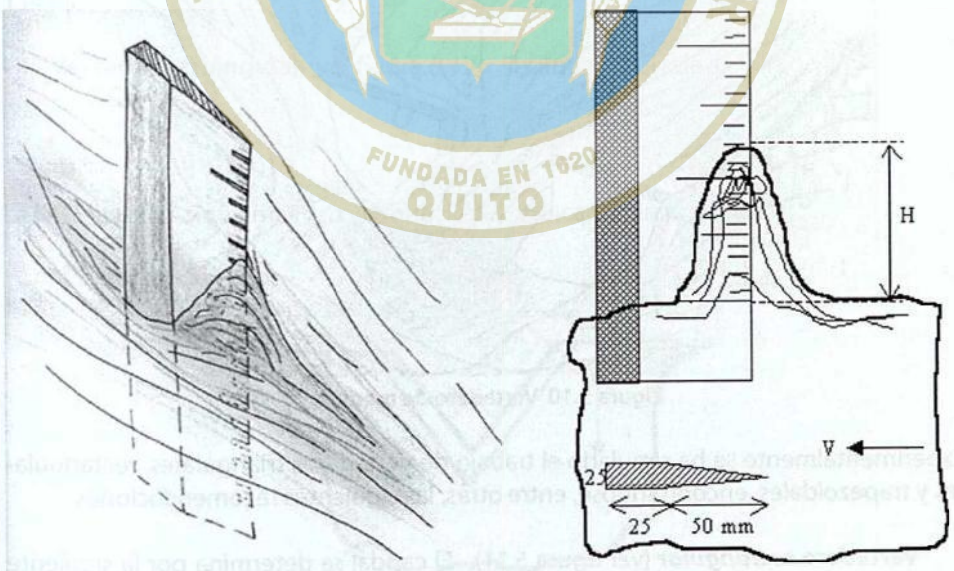


Figura 5.9. Escala para medir caudales

Para determinar la velocidad se enfrenta al flujo una escala calibrada en centímetros, el choque con ella nos da una indicación en esta, de igual forma como se indica en la figura 5.9.

Para determinar el caudal, se procede de forma similar como en el método del flotador; la indicación de la velocidad que nos muestra la escala se obtiene por la siguiente expresión:

$$V \quad * g * H^{0.5}$$

Donde: g es la aceleración de la gravedad y H es la indicación en la escala.

Por su exactitud se recomienda emplear este método en velocidades que oscilen entre 0.3 - 3.0 m/s.

Medición de caudal con vertedero

La utilización de este método permite la lectura periódica del caudal en una escala, por tal motivo aparte de su sencillez es recomendable usarlo para seguimiento de caudales.

Los vertederos consisten en una pequeña presa, la cual tiene una ventana por la que fluye el caudal, su magnitud se determina por la altura de su cresta, como se indica en la figura 5.10.

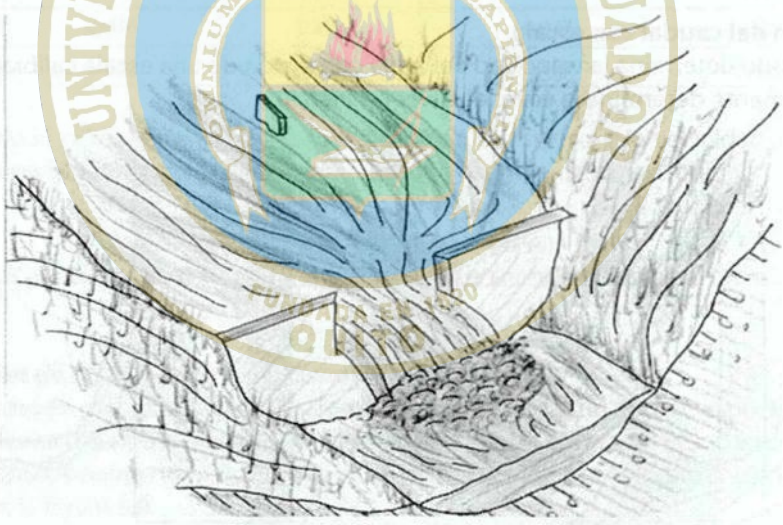


Figura 5.10 Vertedero de medida.

Experimentalmente se ha simulado el trabajo de vertederos triangulares, rectangulares y trapezoidales, encontrándose, entre otras, las siguientes recomendaciones.

- ***Vertedero rectangular*** (ver figura 5.11). El caudal se determina por la siguiente expresión:

$$Q \quad L - \quad h\ h^{3/2}$$

Donde: *L* es el ancho de la cresta en metros, *h* es la altura de la cresta en metros y *Q* es el caudal en m^3/s.

La FAO recomienda las medidas indicadas en la tabla 5.3

Tabla 5.3. Recomendaciones de la FAO para vertederos rectangulares.

H *(cm)*	75	55	40	30
L *(cm)*	180	120	90	60
Q *(l/s)*	600- 1500	300 - 600	120 - 300	80 - 120

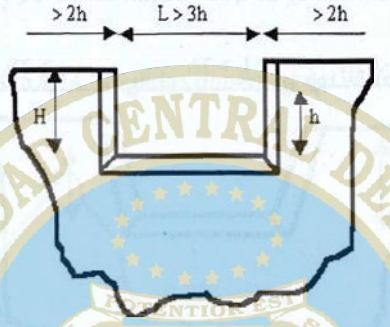


Figura 5.11. Vertedero rectangular.

Este tipo de vertederos son recomendados para caudales poco variables y mayores de 114 l/s.

- **Vertedero triangular** (ver figura 5.12). El caudal equivale a

$$Q \qquad h^{5/2}$$

La FAO hace las siguientes recomendaciones, indicadas en la tabla 5.4.

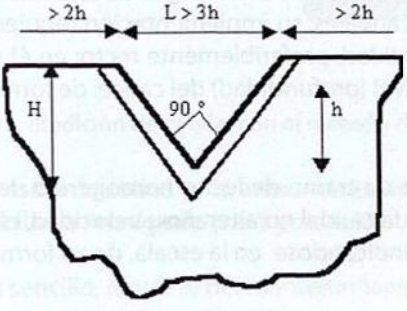


Figura 5.12. Vertedero triangular.

Es recomendable su uso en caudales altamente variables y menores de 114 l/s.

Tabla 5.4. Valores de caudal y altura según la FAO para vertederos triangulares.

H (cm)	50	40	30	20
Q (l/s)	65 - 110.	45 – 65	15 - 45	<15

- ***Vertederos trapezoidales*** (ver figura 5.13). El caudal equivale a:

$$Q \qquad * L * h^{3/2}$$

Este vertedero se ajusta a condiciones que oscilan entre los vertederos anteriores.

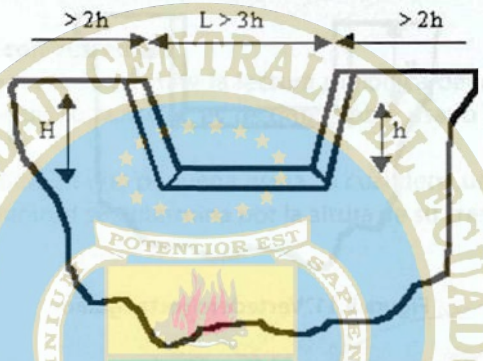


Figura 5.13. Vertedero trapezoidal

Otras consideraciones, se observan en la gráfica 5.14., además se recomienda:

- La indicación 1 en la gráfica 5.14 indica que el punto "0"de la escala debe estar a nivel con el borde inferior de la reguera.
- La observación 2 en la gráfica 5.14, indica que la cresta tenga un ángulo de aproximadamente 45º, con el fin de garantizar la descarga libre.

Medición de caudal por el método de descarga. Es un método similar al método del vertedero para mayores caudales; su implementación requiere de un tramo de lecho homogéneo de baja velocidad, preferiblemente recto; en él se ubica una escala que nos permite conocer el nivel (profundidad) del cauce, de forma similar como se indica en la figura 5.15.

Como se ha seleccionado un tramo de lecho homogéneo de pendiente constante y pequeña, las variaciones de caudal no alteran su velocidad, el parámetro que se varia es el nivel o profundidad indicándose en la escala, de tal forma que se puede conocer el valor del caudal.

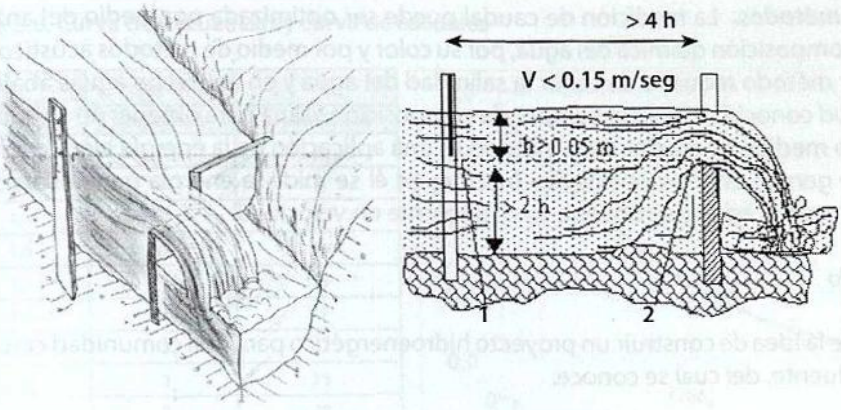


Figura 5.14. Medidas generales del vertedero.

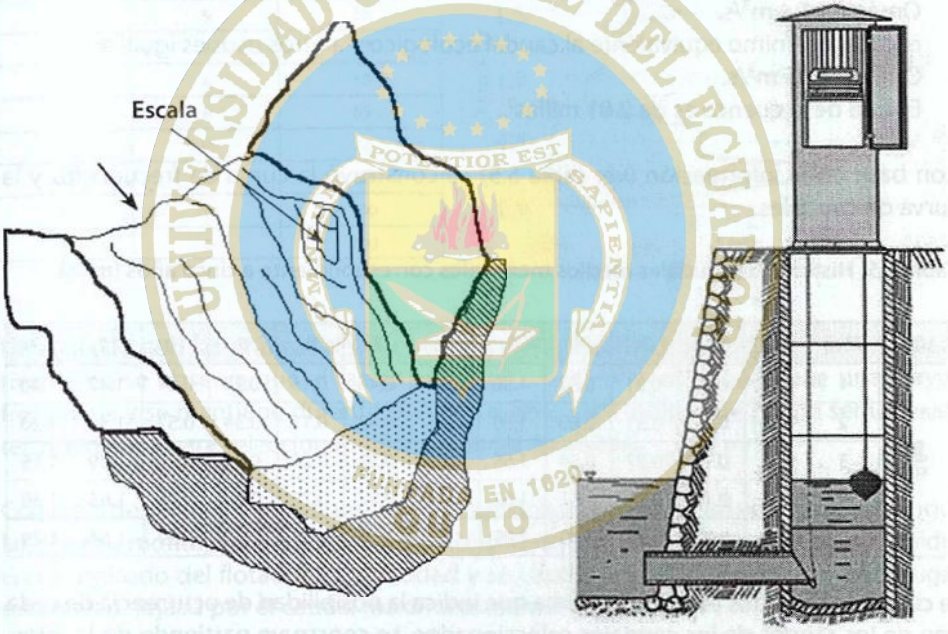


Figura 5.15. Medición de caudal con el método de descarga.

En algunas ocasiones a estos métodos se le anexa un equipo registrador de nivel, al cual en su conjunto se le llama **limnígrafo** (ver figura 5.15).

Aunque este método es sencillo, requiere del mantenimiento periódico que garantice el tramo seleccionado en sus condiciones iniciales.

Otros métodos. La medición de caudal puede ser optimizada por medio del análisis de la composición química del agua, por su color y por medio de métodos acústicos. El primer método requiere de variar la salinidad del agua y en un trecho aguas abajo de longitud conocida, medir el tiempo y la composición salina para obtener en su equivalente la medida de caudal. Otro método es una aplicación de la energía electrostática, que se genera en los cuerpos por fricción; en él se mide la energía generada por la fricción con el agua y sé obtiene su equivalente en velocidad.

Ejemplo

Se tiene la idea de construir un proyecto hidroenergético para una comunidad cercana a un afluente, del cual se conoce:

- el historial de caudales medios mensuales de los últimos cinco años; indicados en la tabla 5.5.
- el caudal máximo que se presentó durante los últimos cincuenta años equivale a: $Q_{máx} = 11.4\ m^3/s$.
- el caudal mínimo equivalente al caudal ecológico y a otros usos es igual a:
- $Q_{mín} = 0.05\ m^3/s$.
- El área de la cuenca es de 2.81 millas^2.

Con base en la información (ver tabla 5.5) se construyó la curva de frecuencias y la curva de caudales.

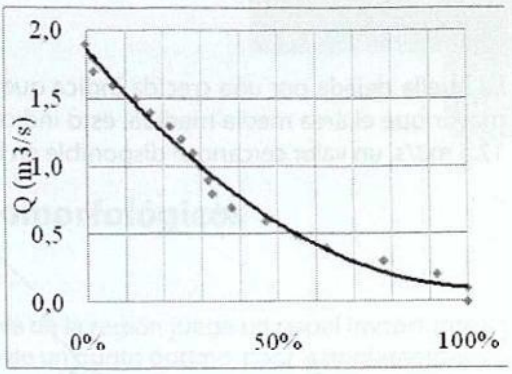
Tabla 5.5. Historial de caudales medios mensuales correspondiente a cinco años (m^3/s).

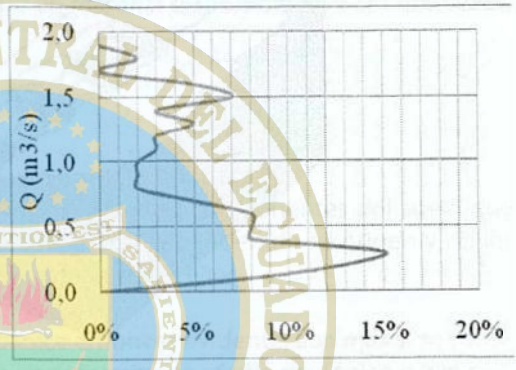
Q	Mes	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
Año	1	0.40	0.19	0.21	0.53	1.50	0.81	0.46	0.15	0.30	0.61	1.42	1.30
	2	0.39	0.21	0.31	0.60	1.60	0.95	0.42	0.17	0.34	0.57	1.53	1.20
	3	0.42	0.18	0.27	0.54	1.55	1.00	0.51	0.20	0.33	0.70	1.49	1.15
	4	0.35	0.19	0.29	0.61	1.62	1.15	0.57	0.25	0.38	0.78	1.63	1.30
	5	0.40	0.22	0.33	0.70	1.85	1.30	0.60	0.22	0.31	0.69	1.54	1.29

La **curva de caudales** es un histograma que indica la posibilidad de ocurrencia de cada uno de los rangos de los caudales seleccionados, se construye partiendo de la información de la curva de frecuencias de igual forma organizados; la posibilidad de ocurrencia de un rango de caudales se determina mediante la suma de arriba hacia abajo de las veces que se han presentado caudales superiores. La posibilidad de ocurrencia también puede ser dada porcentualmente. Para nuestro ejemplo se indica en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Curva de frecuencias y curva de caudales

Caudal	Curva frecuencia	probabilidad
1,9	0	0
1,8	2	2
1,7	0	2
1,6	5	7
1,5	7	13
1,4	3	17
1,3	5	22
1,2	3	25
1,1	3	28
1,0	2	30
0,9	2	32
0,8	2	33
0,7	5	38
0,6	8	47
0,5	8	55
0,4	8	63
0,3	15	78
0,2	13	92
0,1	8	100
0	0	100





De acuerdo con las gráficas de frecuencias y de caudales figuras 5.16 y 5.17 respectivamente se observa que el rango entre 0.3 – 0.39 m^3/s, es el que tiene una mayor frecuencia y se mantiene durante el 78% del año. Esto indica que puede ser un valor recomendado para seleccionarlo como caudal de diseño.

Con el fin de corroborar la información de caudales se colocará un vertedero rectangular, para su montaje previamente se seleccionó un lugar adecuado, en el cual se midió con el método del flotador su velocidad y su caudal, además se encontró en el lugar una huella dejada por el caudal máximo presentado.

Las características del lugar se indican en la figura 5.16.

Para medir el caudal con el método del flotador se determinó inicialmente la velocidad de afluente colocando en el punto 0 de la figura 5.16 cuatro flotadores y a partir del punto 1 se cronometró el tiempo en que cada uno de ellos recorrió la longitud L hasta llegar al punto 2; la velocidad media se determinó después de varias mediciones y ella es igual a 0.4 m/s. En el trayecto de medida L, se tomaron varias mediciones del área del cauce y se encontró que el área media es 0.75 m^2, formada por una profundidad media a es de 0.43 m y su ancho medio **b** es de 1.73 m (ver figura 5.16).

Dado que el cauce del afluente está formado por paredes de roca su coeficiente de fricción equivale a 0.83 (ver tabla 5.2); esto indica que el caudal medio para este día es de 0.25 m^3/s.

La huella dejada por una crecida indica que el área de ella es en promedio 50 veces mayor que el área media medida, esto indica que el caudal máximo de crecida es de 12.5 m3/s, un valor cercano al disponible en la información hidrológica recopilada.



Figura 5.16. Características del lugar.

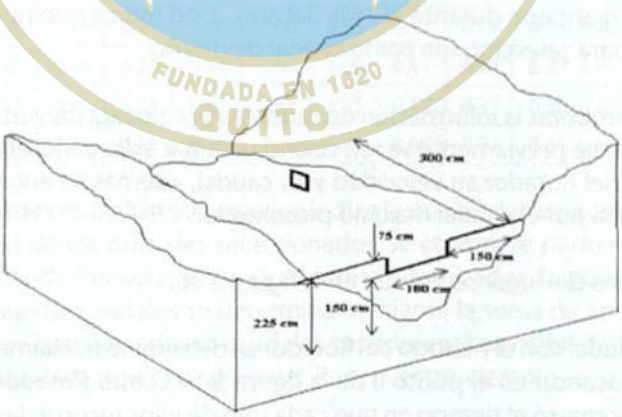
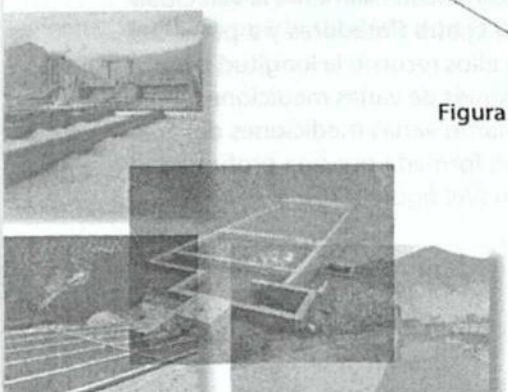
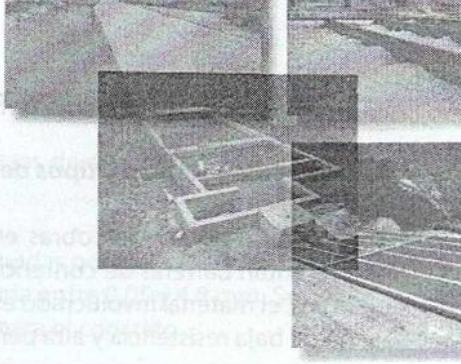


Figura 5.17. Vertedero rectangular





6. Estudios geológicos y geomorfológicos

La evaluación geológica y geomorfológica de la región juega un papel importante en el proyecto, porque garantiza la elección de un punto óptimo para la implementación y cimentación de la obra; así como el tipo de material disponible para ser empleado como recurso natural de construcción.

6.1. Estudios geológicos

Las características físicas y mecánicas de los materiales componentes del suelo que participan en un aprovechamiento hidroenergético dependen de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos.

Es aquí, donde el papel de la geología aparece entonces evidente, aun más si se considera que dichos materiales pertenecen a un determinado medio geológico o han sido extraídos de él.

La influencia de las características naturales de los materiales sobre el diseño, construcción y operación de las obras en una central, resulta en un conjunto de temas muy complejos que deben ser analizados por profesionales especializados en la materia.

Para nuestro caso de pequeños aprovechamientos, estas investigaciones deben ser realizadas de modo sencillo y relativamente con poca ayuda de instrumentos, basándose esencialmente en observaciones de campo e información eventual existente en la zona; de esta forma, la elección del punto de captación y la ubicación de las obras deben obedecer a principios simples y de fácil entendimiento.

Estos estudios tratan entre otros, dos aspectos importantes:

- La ubicación de la captación y obras anexas, de modo que garanticen una elección adecuada y segura sobre todo en cuanto a los cimientos o bases de las obras.
- La calidad de los suelos y su composición para el uso de éstos como materiales naturales de construcción, utilizados en las obras que constituyen el aprovechamiento.

Ubicación de obras y tipos de suelos

La localización de las obras en sitios que presentan desmoronamientos o que no presentan barreras de contención no ofrecen buenas condiciones para el soporte de obras, el material involucrado es poco consolidado y conforma normalmente un terreno de baja resistencia y alta permeabilidad.

En sitios donde la vegetación es muy pobre o inexistente, se puede presentar épocas de intensa lluvia y prolongados procesos erosivos del terreno natural. Esta información es básica para seleccionar el tipo de obra de captación debido a que en estas zonas se pueden formar grandes depósitos de material en poco tiempo, lo que no es conveniente para una buena ubicación e implantación de obras.

Se debe siempre procurar un apoyo firme para los cimientos o bases de la obra, en cuanto sea posible deben analizarse muy bien y tener en cuenta las zonas en donde existen los siguientes materiales:

- Bancos de arenas o fragmentos de piedra. Éstas son muy permeables y pueden ocasionar fugas excesivas de agua.
- Rocas que muestran fracturas abiertas en sentidos diferentes al cauce del río; pueden también presentar problemas de fuga de agua.

Toda localización eventual que obligatoriamente se presente en estas rocas de muchas fracturas, debe ser bien analizada, pues habiendo una hipótesis de implantación de estructuras de concreto sobre estos sitios, ellas merecen cuidados especiales.

Terrenos esponjosos o fibrosos, formados por residuos vegetales o arcillas negras orgánicas, éstos son poco resistentes y se pueden comprimir muy fácilmente, éste tipo de suelo debe ser preferiblemente identificado y delimitado, para ser tenido en cuenta en la ejecución del proyecto, puesto que no sirve como soporte de las obras y menos como material de construcción.

Materiales naturales de construcción

Como primera opción se debe tener en cuenta los materiales de construcción existentes en la zona y sus alrededores. Optándose por uno u otro tipo de presa de desviación, justamente en función de esta disponibilidad.

Las investigaciones de los materiales naturales se deben tener en cuenta para la construcción de obras en tierra, arenas y roca (para enrocados y agregados del concreto).

Materiales componentes del suelo y su utilidad en la construcción

Arcillas y limos. Son tierras blancas y plásticas formadas de sílices y alúminas, contienen partículas muy finas que no se distinguen a simple vista, presentan un espesor menor a 0.005 mm. Pueden ser empleadas para la construcción de diques, presas de

desviación en tierra, vertederos y núcleos para las presas de desviación de enrocado y tierra.

Arenas. Son partículas disgregadas de las rocas constituidas por granos semiredondos que se pueden identificar a simple vista, su espesor varía entre 0.05 y 4.8 mm. Se pueden utilizar en la construcción como agregados finos para el concreto.

Cascajos y gravas. Son fragmentos de piedra que conforman el terreno o lecho del río de acuerdo con el tamaño de los granos se puede clasificar en:

- Cascajos o gravas 1 de 4.8 a 19 mm
- Cascajos o gravas 2 de 19. a 38 mm
- Cascajos o gravas 3 de 38 a 78 mm

Son utilizados para la construcción de enrocados y como agregados gruesos para el concreto.

Rocas. Estos son materiales de piedra pura y sólida con dimensiones relativamente grandes que constituyen bloques y piedras mayores a 100 mm de espesor. Se utilizan para obras de protección en la margen del río.

Métodos para la investigación geológica

Los métodos utilizados para la investigación y el análisis del terreno deben definir los materiales componentes del suelo en calidad y cantidad. En relación con la calidad del suelo, ésta debe ser identificada y clasificada de acuerdo con sus características propias.

La estimación de la calidad es obtenida a través de procesos o cálculos de volumen que consisten en demarcar un área y una estimación media de las profundidades exploratorias del suelo.

Dichas exploraciones se efectúan en el área estimada formando una malla de agujeros y pozos de inspección con espaciamiento preferiblemente constante en función de las dimensiones y formas del terreno, variando desde 20 hasta 50 metros.

Estos agujeros deben atravesar el manto del suelo, para definir en cada muestra las características de los materiales encontrados.

Las exploraciones y toma de muestras se pueden realizar con métodos diferentes clasificados así:

Métodos de excavación. Estos métodos permiten la entrada de personas para examinar detalladamente la estratigrafía, ejecutar ensayos de campo y tomar muestras necesarias para los ensayos de laboratorio. Entre otros se tienen los siguientes:

Aplique. Excavación vertical con una sección cuadrada o circular adecuada (1,2 m x 1,2 m). La profundidad de la excavación está limitada por el tamaño de las piedras encontradas y por la clase de perfil del suelo que se requiere.

Trincheras. Tienen por objetivo principal permitir una exhibición homogénea del subsuelo, vertical y longitudinalmente, a lo largo de una sección con pendiente natural. Las trincheras o zanjas tienen un ancho variable de 0,9 a 1,8 m, con una profundidad limitada por el tipo de terreno o el programa de exploración. Estas excavaciones pueden ser horizontales o inclinadas de acuerdo con la topología del terreno.

Galerías o túneles. Se usan generalmente para excavaciones en roca utilizando máquina perforadoras que permiten taladrar la roca con brocas de diamante donde la velocidad de rotación depende del tipo de roca, lo mismo que la broca de diamante que se utiliza.

Métodos de perforaciones y sondeo. Los métodos de sondeo permiten observar visualmente las características del terreno.

Sondeo. Consiste en hincar barras en el suelo con acción dinámica o estática, con anotación continua o discontinua de la resistencia de penetración. Se puede usar para determinar la localización de estratos de grava o de roca e indicar los componentes en la primera etapa de exploración.

Para ejecutar los sondeos se emplean equipos que se pueden operar manualmente o con la ayuda de sistemas mecánicos motorizados.

Perforaciones o investigaciones con agujeros. Es un proceso muy simple, rápido y económico para las investigaciones preliminares de las condiciones geológicas superficiales del terreno, que consiste en un hueco vertical, inclinado u horizontal que se perfora en la tierra con el fin de obtener muestras del suelo y determinar la estatigrafía y propiedades de esos materiales. A través del hueco se puede observar en el sitio la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y observar la fluctuación del nivel freático, se debe analizar la deformación del hueco y determinar la presión del agua en los poros con ayuda de piezómetros.

Las perforaciones o agujeros requieren de dos operaciones:
- Avance del hueco hasta la profundidad de muestreo.
- Muestras del suelo o roca.

Los diferentes materiales que se encuentran en los estratos del perfil del suelo han creado la necesidad de desarrollar diferentes técnicas y equipos para el avance y muestreo, para el avance se emplea generalmente barrenos y para el muestreo continuo postiadoras. Estos equipos son de fácil operación, se ajusta a proyectos pequeños y/o aquellos que se encuentran en su fase de prefactibilidad o factibilidad. Ellos se ilustran en la figura 6.1.

Pozos de inspección. Los pozos de inspección son elaborados para complementar las investigaciones de las perforaciones y tienen como finalidad principal establecer información segura sobre los niveles de suelo considerados impenetrables por el método de sondeo.

Los pozos deberán ser abiertos en una proporción de uno para cada 5 agujeros o perforaciones realizadas, preferiblemente que no sean en el centro de esta área delimitada.

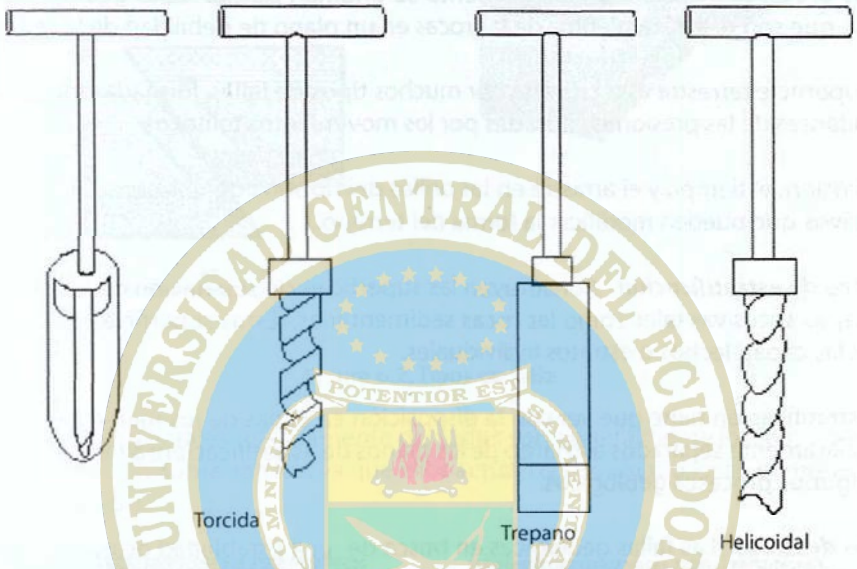


Figura 6.1. Elementos de perforación

6.2. Estudios geomorfológicos

Puesto que generalmente se cree que la faz de la tierra no cambia, se debe tomar en cuenta que nuestro planeta es un cuerpo dinámico cuya superficie cambia sin cesar imperceptiblemente a nuestros ojos, pero bastante aprisa si consideramos la antigüedad del planeta. Las investigaciones que abarcan las formas de la corteza terrestre, no solo en el aspecto físico de la forma actual de la corteza sino también los procesos que la modifican la realiza el estudio geomorfológico.

Hay dos factores principales que dan forma al terreno: los procesos constitutivos que crean accidentes orográficos nuevos y las fuerzas destructivas, como la erosión, que van desgastándolos poco a poco.

Las formas del terreno están directamente relacionadas con la geología, y

concretamente con las características intrínsecas y extrínsecas de las rocas subyacentes, así como los fenómenos de la modulación de la superficie de la corteza terrestre, por toda la serie de agentes que producen el desgaste de las masas.

Una geología desarrollada a través del tiempo que ha sido afectada por procesos, movimientos y tensiones se manifiesta en la deformación de las rocas superficiales, debido a los procesos de fractura, plegamiento y erosión.

Estos procesos de fractura y plegamiento se originan por las fallas geológicas de la zona, que son desplazamientos de las rocas en un plano de debilidad de la corteza.

La superficie terrestre esta cruzada por muchos tipos de fallas, formadas todas por los resultantes de las presiones causadas por los movimientos telúricos.

La erosión, el tiempo y el arrastre en las orillas del río son agentes esencialmente destructivos que pueden modificar la forma del terreno.

Planos de estratificación. Constituyen las superficies de separación de los depósitos en capas sucesivas tales como las rocas sedimentarias. Estas superficies o planos aíslan a las capas, lechos o estratos individuales.

La estratificación tiene que ver con la disposición en capas de los materiales geológicos, claramente separados a lo largo de los planos de estratificación; o también a causa de algunos procesos geológicos.

Tipos de fallas. Las fallas geológicas en busca de una estabilidad ocasionan desplazamientos o movimientos en distintas direcciones que pueden cambiar la forma del terreno como se muestra en la gráfica 6.2.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST SCIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

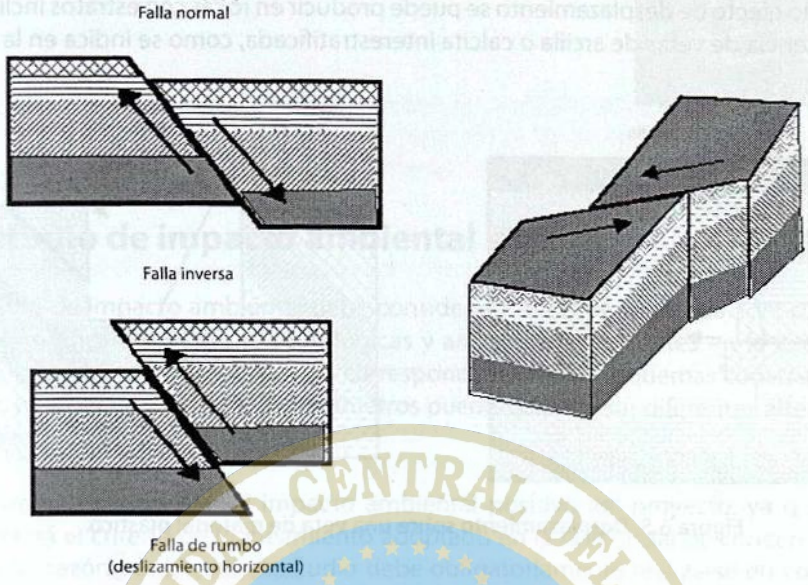


Figura 6.2. Tipos de falla

Los estratos horizontales relativamente delgados son generalmente los más notables para excavaciones subterráneas, ya que ellos actúan como vigas o losas, como se indica en la figura 6.3.

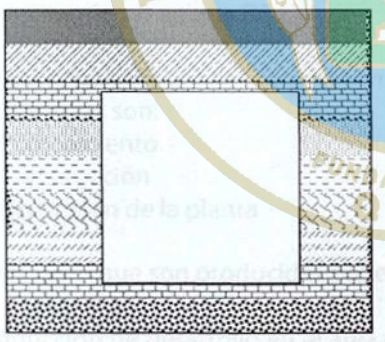


Figura 6.3. Delgados estratos de roca se sostienen en el techo de pequeñas aberturas.

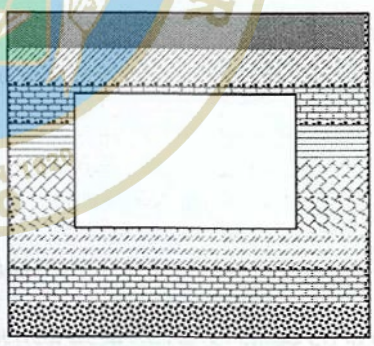


Figura 6.4. Delgados estratos de roca incompetente no apta para la excavación de grandes aberturas.

Los estratos que están fisurados no son aptos para la construcción subterránea, caso particular que se ilustra en la figura 6.3. Cuando una veta, interestratificada de material plástico corta la excavación subterránea se pueden observar desplazamientos respecto a la vertical en el interior de la abertura, como lo muestra la figura 6.4.

El mismo efecto de desplazamiento se puede producir en rocas con estratos inclinados en presencia de vetas de arcilla o calcita interestratificada, como se indica en la figura 6.5.

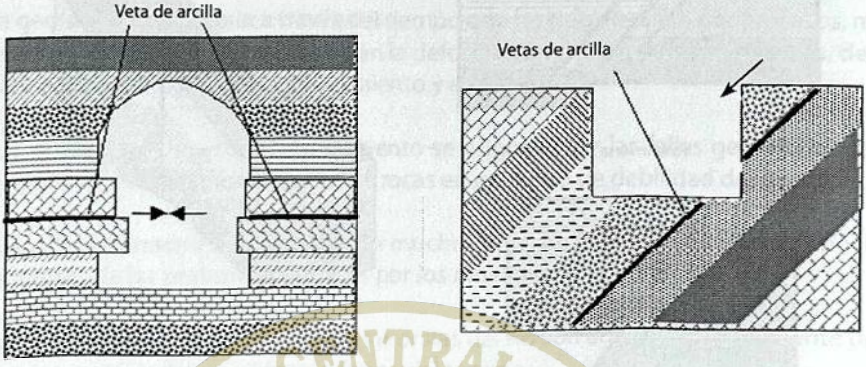
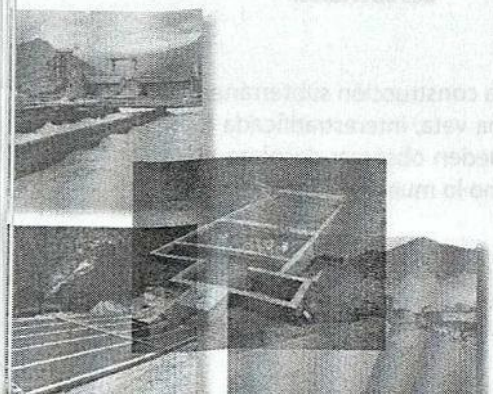


Figura 6.5. Desplazamiento sobre una veta de material plástico.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





7. Estudio de impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental debe considerar dentro de su evaluación, condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y ambientales presentes en la cuenca hidrográfica entre otros, y además los correspondientes a los esquemas constructivos y operativos de ingeniería. Estos parámetros pueden considerar diferentes alternativas de proyecto, a ser realizadas.

Es fundamental observar el impacto ambiental positivo del proyecto, ya que de él dependerá el criterio de planeamiento adoptado en la fase inicial de concepción del proyecto; razón por la cual el estudio debe obligatoriamente realizarse en compañía de los estudios técnicos, sociales y económicos, desde las fases iniciales del proyecto.

7.1. Efectos del impacto ambiental

El impacto ambiental se produce cuando una fuente afecta un receptor, en el caso nuestro se origina al alterar las condiciones iniciales de un recurso hídrico para su aprovechamiento en una P.C.H.

Los impactos ambientales se originan durante las siguientes etapas del proyecto, en su orden ellas son:

- Planeamiento
- Construcción
- Operación de la planta

Las acciones que son producidas por estas etapas entre otras son:

- Inducción de desarrollo en el área de influencia de la P.C.H., reflejado en la utilización del recurso hídrico, carreteras, hidrovías, electrificación, telecomunicaciones, vivienda, escuelas, salud y otros servicios.
- En relación con la magnitud del proyecto se activará regionalmente la económica, a través de la generación de empleo en los servicios de consultoría, construcción, fabricación de materiales y equipos, comercialización, montaje y operación, durante el periodo que dura la implantación del proyecto.

Los costos técnicos, sociales y ambientales que origina la realización de un proyecto de esta naturaleza, son directos e indirectos; la magnitud de estos costos varia de

conformidad con las diferentes alternativas que se ofrezcan para la realización del proyecto, concebidas para el tramo del río en consideración.

Se trata, en fin de cuentas de un problema de planeamiento y decisión, en el cual la dimensión ambiental es uno de los factores a ser evaluados al lado de las demás variables del proyecto; considerando las directrices vigentes de gestión de demanda y oferta de energía.

La relación costo/beneficio ambiental de la implementación del proyecto genera impactos permanentes y transitorios.

Impactos permanentes. Los efectos permanentes se presentan por los cambios en las condiciones aguas abajo, en términos de caudal y calidad del agua descargada. Otros que posiblemente se presenten son los ocasionados por el aumento de la disponibilidad de energía, uso múltiple del recurso hídrico e inducción del desarrollo regional.

Impactos transitorios. Estos efectos se presentan por la alteración de las condiciones físicas, bióticas, sociales, culturales y económicas en el área de influencia durante la construcción de la P.C.H. y el inicio de la operación.

7.2. Objetivos de la evaluación del impacto ambiental

La premisa básica del estudio de impacto ambiental es la de que el proyecto al utilizar los recursos y valores ambientales no genere una pérdida mayor de bienestar que la ganancia lograda con el proyecto; por tal motivo el principal propósito, es el de buscar las formas en que pueda desarrollarse con los mínimos daños posibles al medio ambiente y que al mismo tiempo, promueva el desarrollo económico y social.

En otras palabras, se busca que el desarrollo hidroeléctrico converja hacia un desarrollo sostenible y equitativo de la región, mediante la aplicación de medidas, que compensan los daños inevitables y mejoran las condiciones ambientales y socioeconómicas presentes.

Los objetivos de la evaluación de impacto ambiental de un proyecto dado, entre otros son los siguientes:

- El proyecto debe cuantificar los recursos y valores ambientales que se afectarán por la realización del proyecto, bajo las condiciones existentes; para ello se necesita identificarlos y describirlos.
- Describir los efectos que el proyecto propuesto tendrá sobre los recursos y valores en la forma más cuantificada posible, incluyendo los efectos positivos que los mejorarán, los efectos negativos que los perjudicarán, los efectos directos o indirectos, los efectos a corto y largo plazo, los efectos acumulativos y aquellos de carácter irreversible, junto con una descripción de las formas especificas en que

el plan o diseño del proyecto minimizará los efectos adversos y maximizará los efectos positivos.

- Describir alternativas al proyecto propuesto con las cuales se podrían lograr los mismos resultados deseados por el responsable del proyecto, pero con una serie de efectos ambientales distintos, incluyendo una descripción de los efectos asociados con las alternativas.

Alcance del estudio

El alcance es quien asegurará que se abordarán los temas de importancia en el desarrollo del estudio, como la magnitud del proyecto, la extensión geográfica del área potencialmente afectable.

7.3. Fases del estudio

Describiremos el contenido básico de las fases del estudio de impacto ambiental.

Identificación. La identificación de los impactos ambientales comprende la determinación de éstos y sus causales en el área del proyecto; en función del tipo de impacto los podemos clasificar en:

- Distinción entre impactos temporales y permanentes, directos e indirectos, positivos y negativos, acumulativos e irreversibles.
- Recopilación de una lista de posibles impactos claves sobre la atmósfera, la hidrología y la calidad del agua, los suelos, los niveles de empleo, las actividades económicas, el paisaje, él habitat silvestre, la biodiversidad, etcétera.
- Identificación de todas las "fuentes de impacto", (como por ejemplo: captaciones de agua, descargas de agua, tala de árboles, etc.), utilizando listas de chequeo o cuestionarios; y luego, elaboración de una lista de posibles "receptores" en el medio ambiente (como aprovechamientos de agua, poblaciones humanas, cultivos, etc.), mediante el estudio del medio ambiente existente y la consulta con las partes interesadas.
- Identificación de los impactos mediante el uso de listas u otros instrumentos como matrices, redes, etc.

Predicción. La predicción responde científicamente a las consecuencias del impacto sobre el medio ambiente, utilizando datos técnicos físicos, biológicos y socioeconómicos, y siguiendo dentro de un parámetro ambiental dado (como por ejemplo una descarga); a través de sus efectos subsiguientes sobre los diversos campos (como la reducción de la calidad del agua, el impacto adverso sobre la salud, efectos socioeconómicos sobre las comunidades cercanas).

Al cuantificar los impactos, se puede utilizar modelos matemáticos, fotomontajes, modelos físicos, experimentos u opiniones de expertos, sistemas cartográficos u otros,

según la naturaleza del impacto y/o del recurso afectado y según las herramientas disponibles.

En tal sentido la predicción hace un paralelo entre las situaciones sin y con proyecto para apreciar la magnitud del cambio esperado, el cual será un marco de referencia proyectado desde la situación actual hasta la realización del proyecto.

Para prevenir gastos innecesarios, la sofisticación de los métodos de predicción y análisis utilizados deben estar en proporción con el alcance del estudio y con las magnitudes del proyecto e indicando su grado de incertidumbre.

Evaluación de los impactos. La siguiente etapa es la evaluación de los impactos adversos para decidir si son los suficientemente significativos y deban ser mitigados; juicio que se basa en uno o más de los siguientes puntos:

- Comparación con leyes, regulaciones o normas captadas. En nuestro caso la ley de servicios públicos, la ley de energía eléctrica, la ley de impacto ambiental y las demás resoluciones dispuestas por la comisión de regulación de energía.
- Consultas con responsables de las decisiones relevantes.
- Referencia a criterios prefijados, tales como sitios protegidos, fenómenos especiales o especies amenazadas.
- Consistencia con los objetivos políticos del Gobierno.
- Aceptación por parte de la comunidad local y del público en general.

Mitigación. Etapa en la cual se proponen medidas para prevenir, reducir, remediar o compensar cada uno de los impactos adversos evaluados como significativos. Las posibles medidas de mitigación incluyen:

- Cambio de los sitios, procesos tecnológicos, métodos de operación, caudales aprovechados, cronograma o diseño de ingeniería del proyecto.
- Control de los efectos negativos, mediante el uso de técnicas tales como escaleras para peces, control de erosión e inestabilidad de tierras, paisajismo, capacitación de personal o educación al público.
- Oferta compensatoria de restauración de áreas disturbadas o de recursos perjudicados, compensaciones económicas a personas afectadas, concesiones en otros temas o programas fuera del sitio para mejorar otros aspectos del medio ambiente.

Como resultado de este proceso iterativo de evaluación ambiental, el estudio debe identificar y discutir aquellos impactos que son totalmente eludibles y, de manera especial, aquellos impactos generadores de daños irreversibles e irrecuperables sobre los recursos y valores ambientales del área; cuantificado el costo de su mitigación.

Las medidas mitigatorias identificadas deben ser comparadas, estableciendo las diferencias entre las distintas alternativas; que pueden incluir medidas de control técnico, planes de contingencia, prácticas operativas, programación de proyectos o incluso administración conjunta con grupos afectados.

El estudio debe en forma clara presentar las implicaciones de las diferentes alternativas, para tomar la decisión más acertada; algunas técnicas analíticas para esto son las siguientes:

- Análisis de costo/beneficio, donde todos los factores son convertidos a valores monetarios, y las acciones son evaluadas por su efecto sobre el costo y los beneficios del proyecto.
- Explicación del curso de acción a seguir a partir de varios juicios de valor muy amplios, como por ejemplo que los impactos sociales son más importantes que los efectos sobre los recursos.
- Una matriz sencilla de parámetros ambientales versus medidas de mitigación, que contengan breves descripciones de las consecuencias de cada medida.
- Comparaciones cortas, donde se confronten brevemente los efectos de una acción con los efectos de cada una de las demás acciones alternativas por pares.

Puede suceder que los costos de las medidas mitigatorias necesarias para hacer ambientalmente viable el proyecto frente a la legislación vigente o a las exigencias de las autoridades lo hagan inviable desde el punto de vista económico, caso en el cual es necesario analizar el interés estratégico del mismo desde el punto de vista de las políticas de desarrollo socioeconómico del país y de la región y del proyecto, con sus daños ambientales inherentes.

Documentación. El estudio podrá lograr su propósito únicamente si los resultados del mismo son comunicados de forma adecuada a las personas que deben tomar las decisiones; así el informe del impacto ambiental debe contener típicamente lo siguiente:

- Un resumen ejecutivo de los resultados del estudio.
- Una descripción de los proyectos en sí, junto con la decisión o las decisiones que el estudio pretende apoyar.
- Una descripción del ambiente existente, con la proyección del ambiente sin proyecto a un horizonte compatible con el cronograma del desarrollo.
- Una evaluación de los impactos del proyecto sobre el medio ambiente en comparación con el medio ambiente base sin el proyecto, junto con la forma de identificación y predicción de estos impactos.
- Una discusión de las opciones para mitigar los impactos adversos y para adecuar el proyecto al ambiente existente; y un análisis de las diferentes involucradas entre las distintas acciones alternativas.
- Una visión general de los vacíos o incertidumbres en la información.
- Un resumen del estudio para el público en general. Este resumen constituye la declaración de impacto ambiental.

7.4. Desarrollo del estudio

El estudio de impacto ambiental acompaña las diferentes etapas del proyecto de una P.C.H. típica, en cada una de ellas se desarrollan varios aspectos referentes a su evaluación.

Prefactibilidad. Esta fase tiene por objeto realizar un análisis preliminar sobre la viabilidad técnica, ambiental y económica del aprovechamiento hidroeléctrico, con base en los datos levantados en el inventario.

En ella se realiza un estudio preliminar de los efectos ambientales potenciales del proyecto propuesto, con base principalmente en la información general disponible o en información fácilmente obtenible.

La información más importante que debe ser incluida en el informe es la evaluación de los efectos socioeconómicos correspondientes como población a desplazar, pérdida de infraestructuras existentes, pérdida de producción agropecuaria, etc.

Además, se debe tener en cuenta la existencia de áreas protegidas como parques nacionales o reservas biológicas que pudieran ser afectadas por el proyecto, así como los problemas relativos a la afectación de tierras y al manejo de las relaciones con las comunidades.

Si los resultados fuesen negativos, se debe repetir el procedimiento para otro alternativa, o para otros procesos de generación.

Estudio de factibilidad. Es durante la fase de factibilidad donde realiza la evaluación de impacto ambiental del proyecto; en el se estudia en detalle las diferentes alternativas técnica, ambientales, económicas y financieras para ejecutar el proyecto y se formulan las recomendaciones a tener en cuenta en la fase de diseño, que minimizan los impactos debidos a la construcción operación del proyecto.

Además se recomienda establecer una comunicación permanente con las comunidades afectadas, con el fin de determinar la aceptabilidad del proyecto, las expectativas de la población y las alternativas de reposición futura de predios, medidas compensatorias y otras.

Fase de diseño. La fase de diseño o de proyecto ejecutivo se caracteriza por el desarrollo de la ingeniería de detalle, teniendo en cuenta las recomendaciones del estudio y corre paralela con el análisis del estudio por parte de las autoridades ambientales.

Durante ella se diseña el plan de manejo ambiental y se detallan los programas específicos de control y monitoreo ambiental; también, se intensifican los diálogos con las comunidades afectadas a fin de evitar conflictos y reducir imprevistos durante la construcción y operación. No obstante, podrán aparecer problemas técnicos o de costos que lleven a la modificación de las soluciones de manejo adoptadas.

En esta fase son detallados y escogidos los sistemas para el control de la población del agua, para garantizar sus demás usos, como: agua potable, agrícolas, navegación, pesca, monitoreo ambiental, etc. Sin embargo, su diseño definitivo debe esperar a que el estudio sea aprobado.

Durante esta fase deben ser detalladas y puestas en práctica las medidas para la mitigación de los impactos sobre la socio-economía; ocasionados por el aumento del número de viviendas, cupos para educación, servicios médicos y públicos; que por lo general, ocurren durante la construcción cuando el proyecto es grande.

Fase de construcción. Durante esta fase tienen lugar los mayores impactos socioeconómicos, los cuales exigen la aplicación de las correspondientes medidas de mitigación; dependiendo de la magnitud del proyecto algunos de ellos que se pueden presentar son:

- Afectación y expropiación de tierras y limpieza de vegetación.
- Impacto visual de los caminos de acceso y de las obras en obstrucción, excavación de fundaciones, procesamiento de agregados y fundida de concreto.
- Destrucción del suelo y la vegetación en los sitios de extracción de los materiales de préstamo.
- Emigración o movilización de trabajadores no calificados y sus familias.
- Incremento en la demanda de vivienda y de servicio de salud, educación, agua potable, alcantarillado y otros.
- Alteración del tráfico en las vías de acceso al área del proyecto y daños a las infraestructuras como puentes, calzadas, etc.
- Impactos sobre el comercio (incremento de precios por mayor demanda de alimentos y otros bienes).
- Contaminación ambiental por aguas negras y desechos sólidos domésticos.

El programa de manejo ambiental debe ser uno de los primeros en montarse e implementarse con un sistema de monitoreo ambiental, y puesto en servicio antes de la operación de la central; al igual que las obras de mitigación o control de los impactos sobre los usos de la tierra y del agua.

De acuerdo con la importancia del agua y la magnitud del proyecto, sería necesario tratar las aguas residuales de construcción mediante:

- Sedimentación
- Floculación
- Filtración

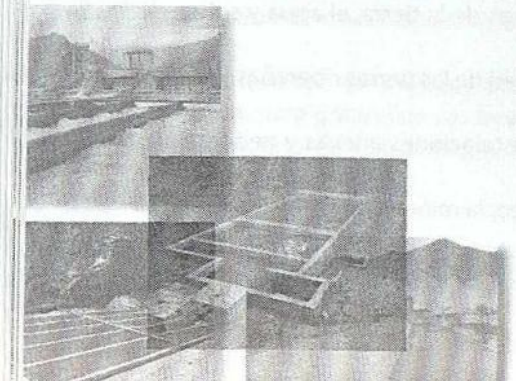
Fase de operación. Durante esta fase en la P.C.H. se generan impactos ambientales, correspondientes a su operación, algunos de ellos son:

- Impacto de las obras civiles sobre la pesca, los usos de la tierra, el agua y sobre el paisaje.
- Impacto de la obra de captación sobre la estabilidad de las tierras ribereñas y sobre el régimen de los niveles freáticos.
- Impacto visual de la casa de máquinas, de sus instalaciones anexas y generación de ruido.
- Impactos socioeconómicos varios (sobre el empleo, la minería, la agricultura, etc.)

- Impacto térmico, generado por la alteración del flujo libre en la obra de captación; que trae como consecuencia alteraciones físicas, químicas, biológicas y deficiencia de oxígeno disuelto.
- Impacto en la fauna acuática, las características ambientales de un curso de agua de flujo libre incluyen entre otras: velocidad y temperatura del agua, y configuración del lecho. Si se modifican estas características, puede o no conservar las características esenciales para soportar la vida de los peces que existían originalmente.
- Erosión aguas abajo, producida y causada básicamente por las descargas de aguas limpias, una vez producida la sedimentación en la obra de contención. Eventualmente podrá ser necesario diseñar obras de defensa aguas abajo de los proyectos a fin de prever los efectos erosivos consecuentes.

El manejo ambiental durante la operación se reduce a la aplicación de las medidas mitigadoras definidas en el estudio y el monitoreo ambiental, de acuerdo con el plan de mejoramiento ambiental de la cuenca, convenido con las comunidades de la misma y con las autoridades involucradas.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





8. Evaluación de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala

La utilización masiva de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala para la generación de energía eléctrica, exige de una evaluación previa de estos recursos; la cual permite identificar para una región su potencial. No obstante, no todo el potencial puede ser utilizado para generación de energía eléctrica, por tal motivo la World Energy Council lo divide según la magnitud de su potencial en: global, técnico y económico; los cuales a su vez dependen principalmente de la potencia asignada a la PCH. En el mundo actual no existe un criterio único para definir la potencia de la PCH. Su clasificación es particular para cada país según su nivel de desarrollo y en particular de su política energética. Esta variedad en la clasificación de la potencia de las PCH's, dificulta la evaluación del potencial de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala. En particular porque la PCH debe usar equipos estandarizados y llegar a utilizar alturas muy bajas, con un radio de acción local y una relación directa con la carga. Esto significa que el uso de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala requiere de un uso óptimo y causar el mínimo impacto ambiental. Además de estos factores, los potenciales hidroenergéticos en pequeña escala de una región previamente evaluada, varían con el tiempo ya que dependen de los cambios climáticos, de los métodos hidrológicos y cartográficos utilizados para determinar el caudal y la caída y de factores sociales, económicos y ambientales.

En tal sentido la evaluación del potencial de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala de una región exige la disponibilidad de una muy buena información hidrológica y cartográfica, que en particular para zonas aisladas no interconectas usualmente no está disponible. Esta limitante de la información, acompañada de las características técnicas de las PCH´s (equipos estandarizados, con un radio de acción local y una relación directa con la carga) exige que la evaluación se localice dentro de un radio económico de transmisión de energía eléctrica. Son estos factores los que finalmente determinan que el potencial hidroenergético técnico y económico deban ser confrontados con la demanda de energía eléctrica por potencia y por energía a suministrar al sistema o a las comunidades a atender en una región aislada. Lo que significa que la evaluación de los recursos hidroenergéticos en pequeña escala requiere la identificación en la región de los lugares de mayor potencial técnico – económico y de menor impacto ambiental; localizados dentro de un radio económico de transmisión de energía eléctrica.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

8.1. Evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala

La evaluación del potencial hidroenergético ha venido progresando con la aplicación de sistemas de información geográfica y sus herramientas, que permiten en su conjunto: delimitar cuencas, determinar áreas, construir indicadores hidroenergéticos, entre otros. Este avance tecnológico ha perfeccionado los métodos para la evaluación hidroenergética y ha permitido que países evalúen sus recursos. Algunos de los métodos conocidos y aplicados se citarán a continuación.

Método de la Idaho National Engineering and Environmental Laboratory. Estas dos instituciones en conjunto han evaluado el potencial global y técnico de los recursos hidroenergéticos para las 20 regiones hidrológicas de los Estados Unidos, utilizando sistemas de información geográfica (SIG). Este estudio se enfocó a PCH´s de baja caída (30 pies) con potencias alrededor de 1 MW. El estudio se realizó evaluando el potencial global de cada cuenca en tramos de 2 millas de longitud. Los resultados de este método les permitieron ubicar lugares de gran potencial hidroenergético a nivel de PCH´s en cada cuenca.

Mapa de potencial hídrico realizado por la Unidad de Planeación Minero Energética de Colombia. Como una primera aproximación del potencial hídrico de Colombia la Unidad de Planeación Minero Energética UPME ha realizado un mapa del potencial hidroenergético, en el cual se han tomado como base las características topográficas e hidrológicas del territorio. A partir de esta información construye un Modelo de Elevación Digital (DEM) que permite identificar zonas del país de acuerdo con su potencial hidroenergético. Esta forma de evaluación hidroenergética es usual, sin embargo no cuantifica el potencial global y técnico, además no muestra para cada una de las cuencas los lugares con mayores indicadores hidroenergéticos.

Al analizar los métodos mencionados se encuentra que éstos no identifican en una región dada, los lugares de mayor potencial técnico – económico y de menor impacto ambiental; localizados dentro de un radio económico de transmisión de energía eléctrica. Esto se logra con un método que identifique dentro de su evaluación el potencial hidroenergético técnicamente viable, en un marco integral que incluya entre otros: condiciones socio económicas y ambientales, uso del suelo (parques naturales nacionales, comunidades negras, resguardos indígenas y cascos urbanos), amenaza sísmica relativa, infraestructura (vías de acceso y sistema de transmisión nacional).

Un método que incluye estos tópicos lo desarrolló el autor en su tesis doctoral, que inicialmente lo validó con la evaluación del potencial de la costa pacífica no interconectada de Colombia, posteriormente lo complementó con el uso de mapas digitales y la experiencia del Idaho National Engineering and Environmental Laboratory. Este último método se aplicó para la evaluación del potencial técnico-hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales del departamento del Valle del Cauca y consta de las siguientes fases:

1. Evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales.
2. Evaluación del potencial técnico-hidroenergético

El método propuesto se describe, siguiendo el procedimiento aplicado en el Valle del Cauca e indicando los resultados obtenidos.

8.2. Evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales

La evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales, requiere la siguiente información preliminar:

- Información cartográfica de la región en una escala 1:100.000 en formato digital (ver figura 8.1).
- Para zonas no interconectadas se requiere previamente hacer un pronóstico de la demanda de energía eléctrica la potencia P_T (kW) y por energía demandada E_T (kWh/año) de cada una de las comunidades, para un período T (equivalente a la vida útil de la PCH).
- Información histórica de caudales medios mensuales $\overline{Q}_p(t_c)$.
- Información del caudal ecológico con el cual el impacto ambiental es reducido o en su defecto el caudal diario mínimo que sea presentado durante el período de medición Q_{min}.

Para construir el perfil hidroenergético (ver figura 8.2) se requiere información topográfica y cartográfica de la cuenca, para ello es necesario delimitarla en el plano cartográfico; paso seguido en función de la curvas sobre el sobre el nivel del mar en orden descendente ∇_j (dado en msnm) se determina el área de la cuenca $F_{i,i-1}$. y la longitud del río entre curvas de nivel $l_{i,i-1}$. Siguiendo el orden indicado en la tabla 8.1, esta información se consigna en las primeras columnas (1, 2 y 3).

Para construir el perfil hidroenergético, también es necesario información de caudales entre curvas de nivel; si esta no está disponible se consignaría en ella datos pluviométricos m_i ($l/s/Km_2$), a través de los cuales en conjunto con el área permiten determinar el caudal en este punto determinado *i*. Esta información se consigna en la columna (4) de la tabla 8.1.

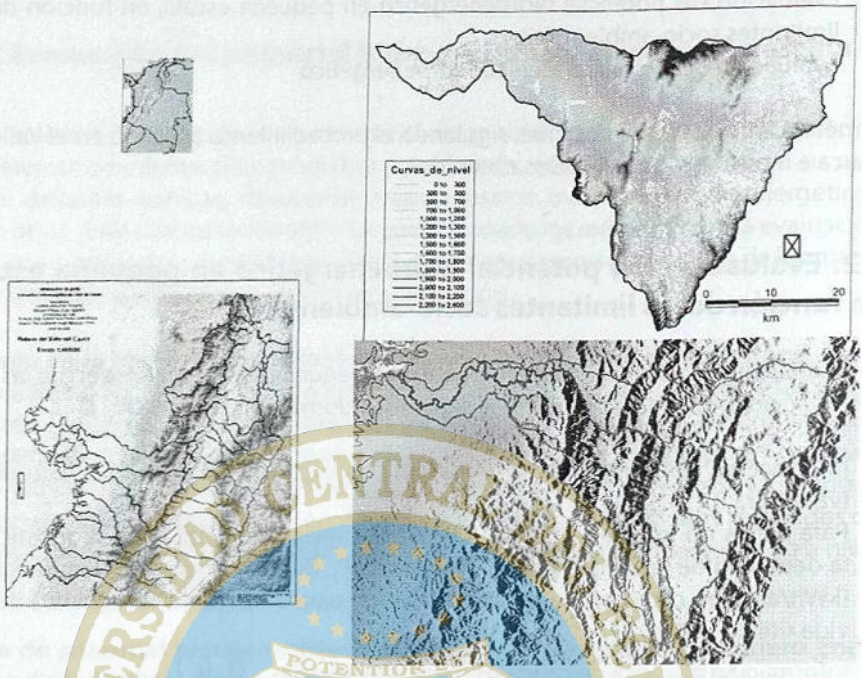


Figura 8.1. Plano cartográfico de la cuenca del río Dagua (Valle del Cauca).

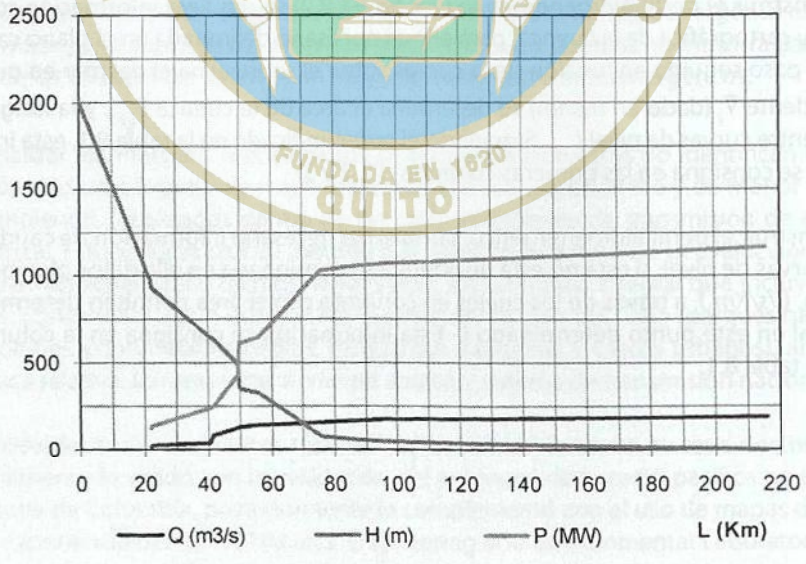


Figura 8.2. Perfil hidroenergético de la cuenca hidrográfica del río Dagua (Departamento del Valle del Cauca).

El caudal obtenido corresponde a el promedio de los caudales medios mensuales entre curvas de nivel $Q_{i,i-1}$, ; que equivalen a los obtenidos bien sea por medición directa o por otros métodos. Esta información se consigna en la columna (5) de la tabla 8.1.

Tabla 8.1. Información hidroenergética de la cuenca.

i	∇_i (m)	$F_{i,i-1}$ (Km^2)	$l_{i,i-1}$ (Km)	m_i (l/s/Km^2)	$Q_{i,(i-1)}$ (m^3/s)	$Q^{Ecol}_{i,(i-1)}$ (m^3/s)	$N^{Ecol}_{i,(i-1)}$ (MW)	$\sum N^{Ecol}_{i,(i-1)}$ (MW)	$i^{Ecol}_{i,i-1}$ (MW/Km)	$a^{Ecol}_{i,i-1}$ (MW/Km^2)
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
1	∇_1	-	-	m_1	-	-	-	-	-	-
2	∇_2	F_{2-1}	l_{2-1}	m_2	Q_{2-1}	Q^{Ecol}_{2-3}	N_{2-1}	$\sum_{1}^{2} N^{Ecol}_{i,(i-1)}$	i_{2-1}	a_{2-1}
3	∇_3	F_{3-2}	l_{3-2}	m_3	Q_{3-2}	Q^{Ecol}_{3-2}	N_{3-2}	$\sum_{2}^{3} N^{Ecol}_{i,(i-1)}$	i_{3-2}	a_{3-2}
n	∇_n	$F_{n,(n-1)}$	$l_{n,(n-1)}$	m_n	$Q_{n,(n-1)}$	$Q^{Ecol}_{n,(n-1)}$	$N_{n,((n-1)}$		$i_{i,((i-1)}$	$a_{a,((a-1)}$

La siguiente columna (6) corresponde a el promedio de los caudales ecológicos medios mensuales entre curvas de nivel $Q^{Ecol}_{i,i-1}$, si este se desconoce se puede tomar como equivalente el caudal diario mínimo que sea presentado durante el período de medición Q_{min}.

Seguidamente se determina la potencia entre curvas de nivel; en el caso de una PCH se toman consideraciones extremas las cuales son: filo de agua para el promedio de los caudales ecológicos medios mensuales entre curvas de nivel y se consigna en columna (7), de la siguiente forma:

$$N^{Ecol}_{i,(i-1)} = 9.81 * H_{i,(i-1)} * Q^{Ecol}_{i,(i-1)}$$

y en la columna (8) se indica la potencia acumulada.

Los indicadores hidroenergéticos de potencia por unidad de longitud y área entre curvas de nivel, reflejan los lugares de mayor potencial hidroenergéticos, éstos se determinan de la siguiente forma:

$$i_{i,i-1}^{Ecol} = \frac{N_{i,i-1}}{l_{i,i-1}} \quad \text{y} \quad a_{i,i-1}^{Ecol} = \frac{N_{i,i-1}}{F_{i,i-1}}$$

Con base en la información consignada en la tabla de cálculo (ver tabla 8.1.) se construye el perfil hidroenergético e indicadores hidroenergéticos de potencia por unidad de longitud y área entre curvas de nivel (ver figura 8.3).

Una vez se ha evaluado el potencial hidroenergético de una cuenca para unas condiciones extremas de PCH´s, como lo son filo de agua con el caudal diario mínimo histórico, se debe tener en cuenta que su aplicación exige una relación directa con la carga y que a su vez debe causar el menor impacto ambiental. Lo que significa la identificación en la región de los lugares cuyo potencial hidroenergético $N_{i,(i-1)}^{Ecol}$ a la vez que supera la demanda de energía, posee los mayores indicadores hidroenergéticos ($i_{i,i-1}^{Ecol}$, $a_{i,i-1}^{Ecol}$), localizados dentro de un radio económico de transmisión de energía eléctrica.

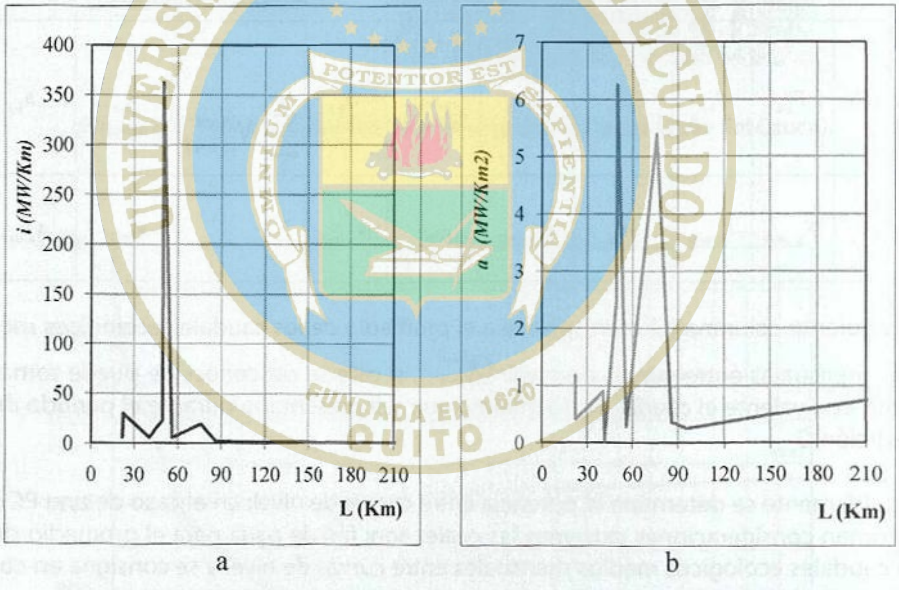


Figura 8.3. Indicadores de potencia por unidad de longitud (a) y área (b) de la cuenca hidrográfica del río Dagua (Departamento del Valle del Cauca).

Simultáneamente una PCH tendrá un menor impacto ambiental en la medida en que las magnitudes exigidas de: caudal, caída, longitud de la conducción y área del proyecto para cubrir la demanda de energía eléctrica sean menores que sus correspondientes ambientales. En tal sentido la potencia de la demanda P_T debe ser menor que su correspondiente ambiental: $N_{i(i-1)}^{Ecol} \rangle P_T$. En la eventualidad en que la demanda

energía sea mayor, se puede optar por tomar un caudal mayor que el ecológico, de esta forma el impacto ambiental por el desarrollo de la PCH sigue siendo menor en la medida en que reduce la presión sobre la fauna, flora y recursos hídricos.

Seguidamente con base en la demanda por potencia proyectada P_T se determina la caída requerida $H_{i;(i-1)}^{PCH}$ para la PCH en función del caudal ecológico $Q_{i,(i-1)}^{Ecol}$, la cual debe ser menor que su correspondiente ecológica:

$$H_{i,(i-1)}^{PCH} = \frac{P_T}{9{,}81 * Q_{i;(i-1)}^{Ecol} * \eta_{PCH}} \langle H_{i;(i-1)}^{Ecol}$$

Donde: η_{PCH} es la y la eficiencia de la PCH.

Si las condiciones de potencia y caída no se cumplen, el impacto ambiental se puede reducir en forma iterativa, hasta que se obtenga el menor impacto ambiental:

$$\min \ (Q_{i,(i-1)}^{Ecol}, H_{i,(i-1)}^{Ecol})$$

La longitud de la conducción de la derivación $L_{i;(i-1)}^{PCH}$ o el área del embalse $A_{i;(i-1)}^{PCH}$ requeridos se determinan en función de la demanda proyectada P_T y de los indicadores hidroenergéticos de potencia por unidad de longitud y área entre curvas de nivel, los cuales deben ser menores que sus correspondientes ambientales:

$$L_{i,i-1}^{PCH} = \frac{P_T}{i_{i,(i-1)}^{Ecol}} \langle L_{i;(i-1)}^{Ecol} \quad A_{i,i-1}^{PCH} = \frac{P_T}{a_{i,(i-1)}^{Ecol}} \langle A_{i;(i-1)}^{Ecol}$$

y

Cuando una PCH cumple con estas condiciones, indica que a la vez que dispone de un potencial superior a la demanda de energía eléctrica, tiene el menor impacto ambiental. No obstante esta solución es individual, es decir un potencial (una PCH) y una demanda de energía. Sin embargo para una región se pueden crear varias opciones de generación con soluciones unificadas: un potencial y varias demandas; de ellas se escoge la opción con un mayor cubrimiento en la demanda y un menor impacto ambiental.

A la vez que la PCH debe tener un menor impacto ambiental, sus equipos deben ser estandarizados, con la posibilidad de unificar su construcción. Esta última opción es posible en la medida en que la curva de frecuencia cumpla esta condición para las caídas requeridas, longitudes de derivación y área del embalse de los potenciales que cumplen las condiciones ambientales correspondientes a la solución escogida anteriormente.

8.3 Evaluación del potencial técnico-hidroenergético

La *evaluación del potencial técnico – hidroenergético perfecciona la evaluación del potencial hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales*, ya que identifica la magnitud que es técnicamente aprovechable. Esto se logra al reconocer que los lugares más atractivos potencialmente, poseen o son cercanos a vías de acceso redes de interconexión, no tiene dificultades asociadas al uso del suelo, están ubicados en áreas geológicas y geomorfológicas estables. Este objetivo requiere de la información de diferentes aspectos técnicos, como: uso del suelo (parques naturales nacionales, comunidades afro descendientes, resguardos indígenas y cascos urbanos), amenaza sísmica relativa, infraestructura (vías de acceso y sistema de transmisión nacional), entre otros.

Para evaluar el potencial técnico – hidroenergético se debe tener previamente los resultados de la evaluación del potencial en función de las limitantes socio-ambientales en un mapa digital. Seguidamente sobre esta capa base se sobreponen los mapas digitales con información del uso del suelo, amenaza sísmica relativa e infraestructura. El resultado final es un mapa digital que ha filtrado la información, con el propósito de mostrar el potencial georeferenciado (ver figura 8.4), que técnicamente no posee dificultades geológicas, no tiene restricciones por el uso del suelo y es cercano a redes de infraestructura.

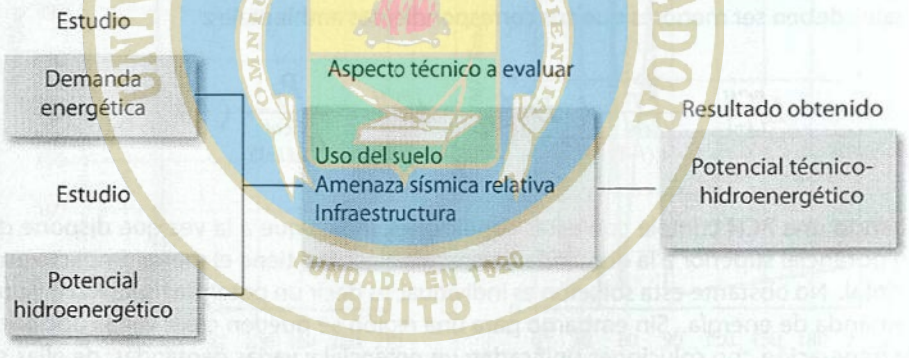


Figura 8.4. Estudio técnico y aspectos a evaluar.

8.4. Caso de estudio "Evaluación del Potencial Técnico-Hidroenergético del departamento del Valle del Cauca".

Este método desarrollado por el autor en su tesis doctoral, inicialmente se aplicó para la evaluación del potencial de la Costa Pacífica no interconectada de Colombia y posteriormente se complementó con el uso de mapas digitales y la experiencia del Idaho National Engineering and Environmental Laboratory.

Este último método se aplicó para la evaluación del potencial técnico-hidroenergético en pequeña escala, en función de las limitantes socio-ambientales del departamento del Valle del Cauca. En esta evaluación participaron: el Observatorio Sismológico del Valle del Cauca y estudiantes tesistas de Ingeniería eléctrica de la Universidad del Valle.

El resultado de aplicar este método al Valle del Cauca es un mapa (ver figura 8.5) que contiene información necesaria para determinar el Potencial Técnico-Hidroenergético del departamento. En el mapa en mención se clasificaron, de mayor a menor, según su potencial con los siguientes colores: rojo, amarillo y azul. El potencial de mayor jerarquía corresponde a lugares en los que además de tener el mayor potencial técnico – Hidroenergético, no se encuentran en un parque natural (PNN), esta acentada una comunidad afro descendiente (CAD), no corresponde a un resguardo indígena (RIN), no tiene un casco urbano (CUN), el grado de amenaza sísmica es baja (ASB), está dentro de un radio de cinco kilómetros respecto del sistema de transmisión nacional (STN05) y finalmente se encuentra dentro de un radio de cinco kilómetros de las vías principales (V05).

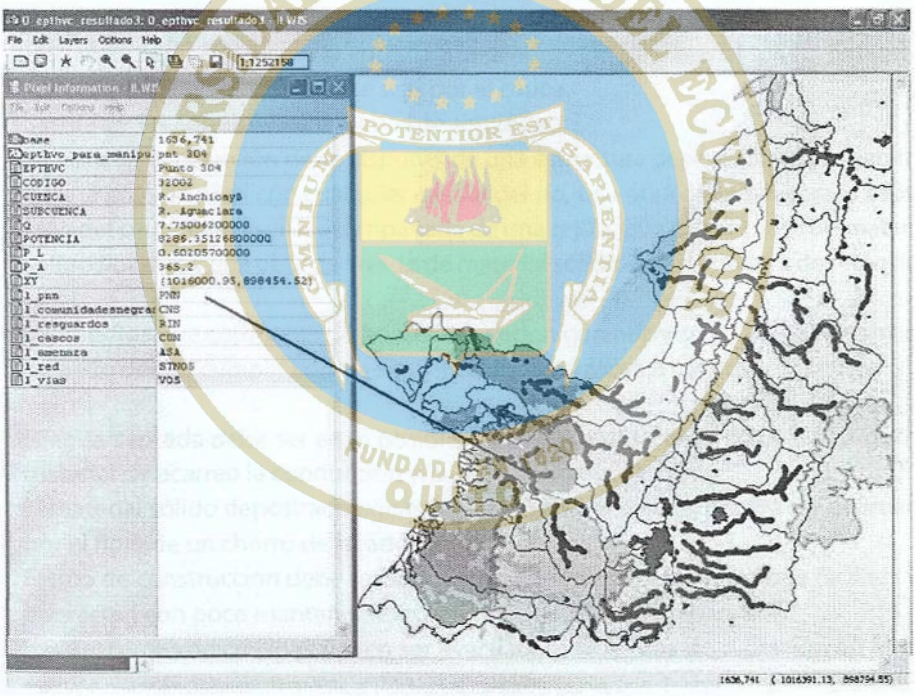
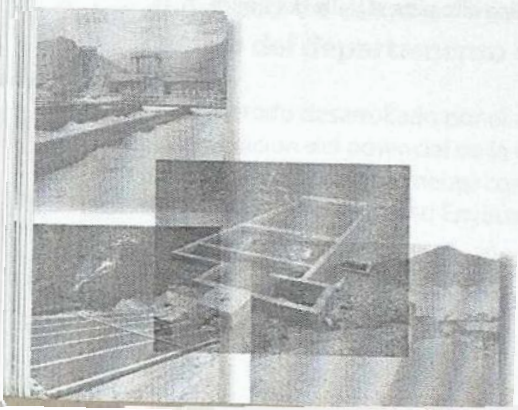
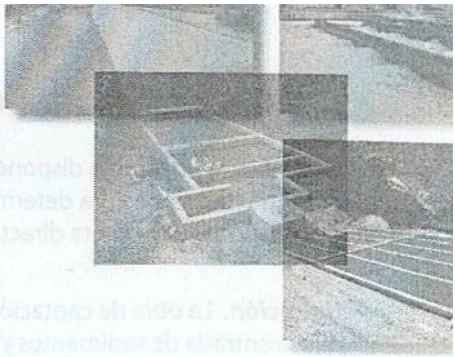


Figura 8.5. Mapa del potencial técnico-hidroenergético alto para el Valle del Cauca.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM
SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





9. Obras de captación

Las obras de captación por derivación a filo de agua, captan el recurso del afluente sin almacenamiento, aprovechando el caudal que hay en el momento dado.

Estas obras deben cumplir las siguientes condiciones:

- Con cualquier calado del río deben captar una cantidad prácticamente constante de caudal.
- Deben impedir al máximo la entrada a la conducción de material sólido, flotante o en suspensión y hacer que éste siga por el cauce.
- Satisfacer las condiciones mínimas de seguridad.
- La obra de conducción debe disponer de una estructura de retención, que garantice una cota de nivel con cualquier caudal del río, una obra de toma, para la captación del caudal de diseño, acompañada de una rejilla, que evita el paso de material sólido flotante y una obra de lavado de material sólido en la estructura de retención

Los elementos que componen la bocatoma, deben garantizar su buen funcionamiento; por ello deben cumplir con los siguientes requerimientos básicos:

- El agua captada debe ser en lo posible, libre de sólidos, con el fin de no cargar de material de acarreo la conducción y/o el desarenador.
- El material sólido depositado aguas arriba detrás del barraje, deberá ser evacuado por el flujo de un chorro de lavado intermitente.
- El tipo de construcción debe ser sencillo y económico, de tal forma que facilite una operación con poco mantenimiento y trabajos rápidos de reparación.
- Las descargas de crecidas deben ser evacuadas, de la obra de captación en forma segura.

Tipos de captación. La captación puede realizarse directamente sin ninguna obra en el cauce, aunque es más común y conveniente construir una presa cerrando este. En este caso el caudal es llevado directamente, por un canal lateral; sin embargo, la obra está expuesta a deterioro por avenidas del río. Esta captación se denomina toma lateral con espigones.

Otro tipo de bocatoma dispone de un dique, que cierra el cauce del río y eleva el nivel del agua hasta una cota determinada, donde se vierte a través de un vertedero "Toma convencional" o se capta directamente en el cuerpo del dique "Toma Tirol".

Ubicación. La obra de captación se debe ubicar en la orilla cóncava del río, para disminuir la entrada de sedimentos y un poco desplazada aguas abajo, ya que por lo general en la parte cóncava existe un barranco. La toma se ubica de manera más adecuada en la terminación de la parte cóncava e inicio de la convexa, puesto se caracteriza por tener un terreno plano suficiente para situar el desripiador y la transición.

Construcción. Las bocatomas convencional y tirol deben ser construidas durante la época de estiaje, es necesario desviar el agua del río hacia una de sus márgenes mientras se construye en el otro. Esto se realiza por medio de ataguías (diques provisionales), construidos inicialmente para mantener seca la margen del río donde se construirá las obras de compuerta de purga, desripiador, transición y compuerta de entrada. Una vez realizado este trabajo, el río se desvía hacia la compuerta del desripiador o si es posible por el canal hacia el primer aliviadero y cerrando el cauce con una ataguía, para construir el azud, el zampeado y los muros de ala de la otra orilla.

Las ataguías deben ser lo suficientemente herméticas, para que no permitan la filtración de agua excesiva, tal que no pueda ser eliminada por una bomba y que no cauce perjuicios a los trabajos de hormigón. Además su espacio interior debe ser lo suficientemente cómodo para la realización de la obra y su inspección una vez terminada.

9.1. Toma lateral con espigones

Esta obra de captación es sencilla de construir; dispone de una estructura de desviación que hace que una parte del caudal aguas arriba del río ***Qo*** se dirija hacia un canal ***Qa***; usualmente esta estructura está acompañada de un espigón y una pequeña presa que mantiene el nivel y forzan el ingreso del caudal al canal; sus excedentes continúan por el cauce del río ***Qu***. Una apreciación visual de ella la indica la figura 9.1.

La obra por su sencillez, no evita el ingreso en la conducción de material sólido y el espigón por lo general es destruido en épocas de crecidas. Además, es difícil determinar el caudal que ingresa a éste, ya que depende de las condiciones de flujo del río o de su nivel; una apreciación aproximada del caudal motriz se obtiene a través de curvas características, que relacionan caudal vs calado; por tal motivo, esta obra es adecuada para proyectos a nivel de microgeneración. Una apreciación de una curva de altura versus caudal se indica en la figura 9.2.

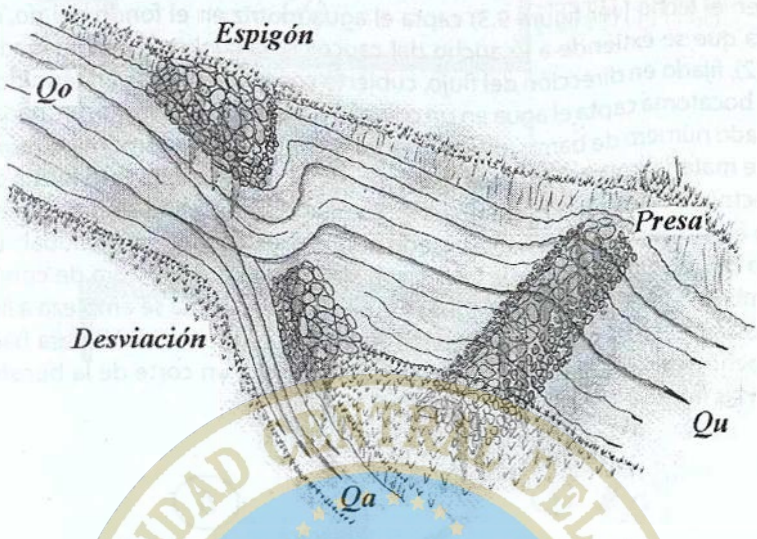


Figura 9.1. Toma lateral con espigones

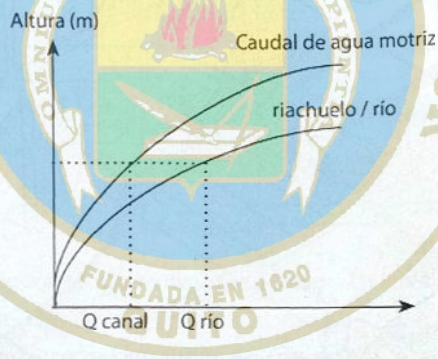


Figura 9.2. Curva de altura versus caudal

Para que una obra de captación con espigones, tenga un funcionamiento satisfactorio el río debe reunir las siguientes características:

- El caudal del río debe ser superior al caudal de diseño y la profundidad del río en el sitio de toma no debe disminuir de un nivel mínimo.
- El cauce debe ser estable y firme, con el fin de evitar derrumbes, erosiones, entre otros que puedan inutilizar la toma.
- El acarreo de sedimentos debe ser bajo, pues es muy difícil impedir la entrada de éstos a la conducción.

9.2. Toma en el lecho.

La toma en el lecho (ver figura 9.3) capta el agua motriz en el fondo del río, con una estructura que se extiende a lo ancho del cauce (1), la cual está acompañada de un colector (2), fijado en dirección del flujo, cubierto con una rejilla (3). En términos generales esta bocatoma capta el agua en un colector a través de una rejilla, formada por un determinado número de barras, direccionadas en sentido de la corriente que impide el ingreso de material solido y los evacua aguas abajo. El caudal de esta forma captado en el colector se direcciona hasta una caja auxiliar (4), en donde se decanta el material sólido en suspensión que ha ingresado a través de la rejilla en el caudal. Una vez ha pasado por este decantador la bocatoma se empalma con la obra de conducción (5). Sin embargo inmediatamente aguas arriba de la bocatoma se empieza a llenar de sedimentos, por ello es necesario de una compuerta con un canal (6) para hacer una limpieza periódica de la bocatoma. Una vista superior y un corte de la bocatoma se indican en las figura 9.4 y 9.5.

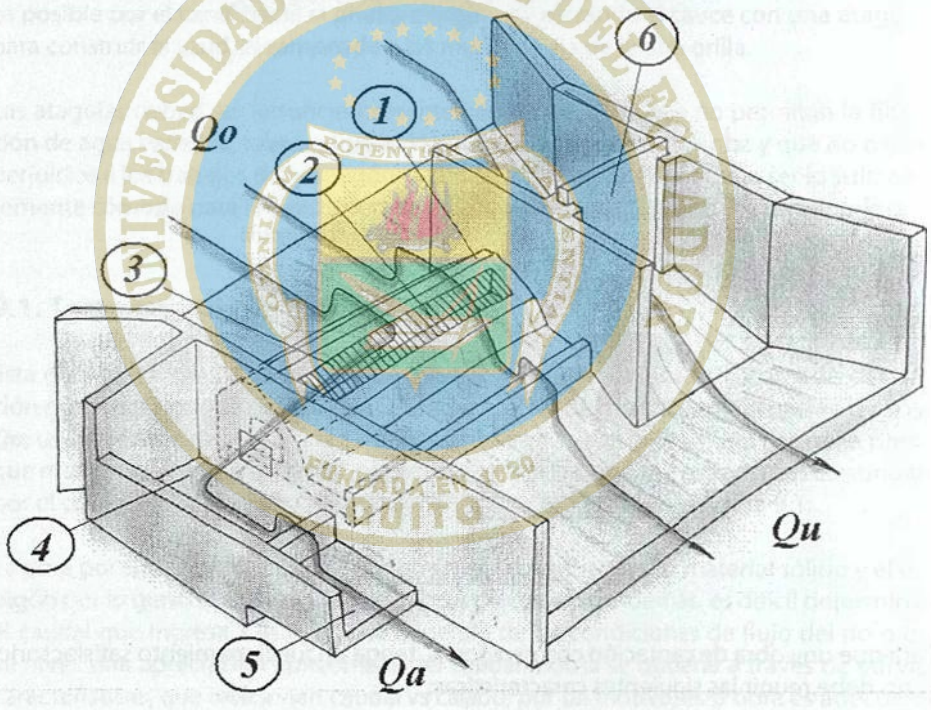


Figura 9.3. Elementos de una bocatoma en lecho y su vista lateral.

Este tipo de estructura ubicada en el lecho, puede ser construida al nivel del fondo del río o erigida del mismo en forma de un vertedero, acompañada de un zampeado, cuyas dimensiones dependen de la altura de ésta y del caudal de creciente. Por sus características de construcción, la toma de lecho puede en épocas de sequía, captar todo el caudal del afluente y dejarlo seco. La figura 9.6 a y b nos ilustra estas posibles construcciones.

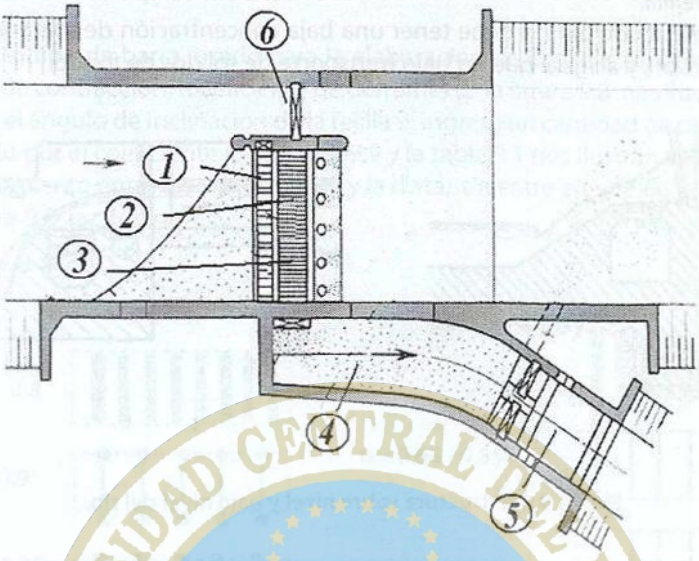


Figura 9.4. Vista superior de la bocatoma en el lecho.

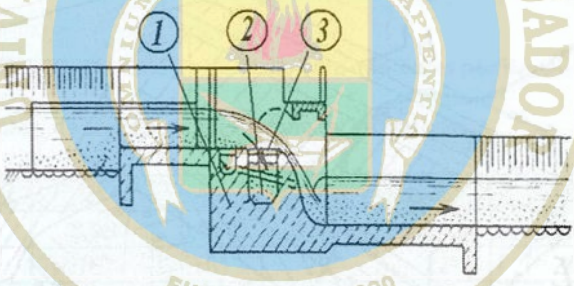


Figura 9.5. Corte de una bocatoma en lecho.

Para su dimensionamiento se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones (ver figura 9.7):

- La construcción debe ser maciza de concreto, a fin de resistir las fuerzas de abrasión.
- Se recomienda un ángulo de inclinación para la rejilla de 5° - 35° aguas abajo.
- La rejilla debe ser compacta y estar firmemente fija a la toma, sus barrotes recomendablemente no deben ser redondos ya que dificultan su limpieza y sufren un mayor deterioro.
- El canal de aducción debe tener una pendiente que permita evacuar los sedimentos introducidos por la rejilla.
- La pendiente del río debe ser fuerte o muy fuerte (respectivamente 10% > I > 1 y I > 10%) ya que disminuye el ingreso de sedimentos finos en el canal de aducción y su mantenimiento es mínimo.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

- El curso del río debe ser preferiblemente recto, dando un paso de agua uniforme por la rejilla.
- El caudal sólido del río debe tener una baja concentración de material sólido en suspensión, y al igual que un bajo transporte de sólidos de fondo.

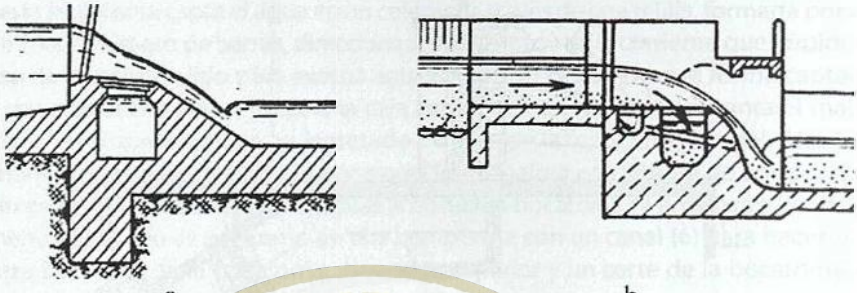


Figura 9.6. Estructura sobre nivel y bajo nivel del río.



Figura 9.7. Dimensiones del canal de aducción y de la rejilla.

Dimensionamiento

Una toma de lecho capta el caudal de diseño a través de una rejilla y el excedente fluye por el cauce; por tal motivo para su diseño se requieren conocer los siguientes parámetros básicos:

- Caudal a captar (m^3/s)
- El ancho del río (m)
- El nivel mínimo en épocas de sequía (m) ho.

Con base en esta información se selecciona, las características de la rejilla y el material de construcción de la captación; éstos son:

- Según el tipo de barra, usado para la elaboración de la rejilla, tenemos un coeficiente de contracción, (coeficiente de derrame) μ; la figura 9.8 nos ilustra su valor.
- Según el ángulo de inclinación de la rejilla β, ingresa un cantidad de caudal, representado por el coeficiente χ; la figura 9.9 y la tabla 9.1 nos ilustran su valor.
- Espaciamiento entre las barras (cm) a y la distancia entre ejes de las barras (cm) d; la figura 9.8 las ilustra.



Figura 9.8. Coeficiente de derrame para diferentes perfiles de barra

Tabla 9.1. Coeficiente χ de acuerdo con el ángulo de inclinación.

ß	0°	2°	4°	6°	8°	10°	12°
χ	1	0,98	0,964	0,944	0,927	0,91	0,894
ß	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°
χ	0,879	0,865	0,851	0,837	0,825	0,812	0,8

El caudal captado por la toma de agua cumple la siguiente expresión:

$$Q = c.\mu.b.L.\sqrt{2.g.h} \quad (m^3/s)$$

Donde: h es la altura inicial del agua en (m)., μ es un coeficiente de derrame de la rejilla, b es el ancho total del vertedero (m), L es la longitud de la rejilla (m), g es la aceleración de la gravedad, y c es un coeficiente de contracción, que varía en función de la disposición de las barras de la rejilla (ver figura 9.10).

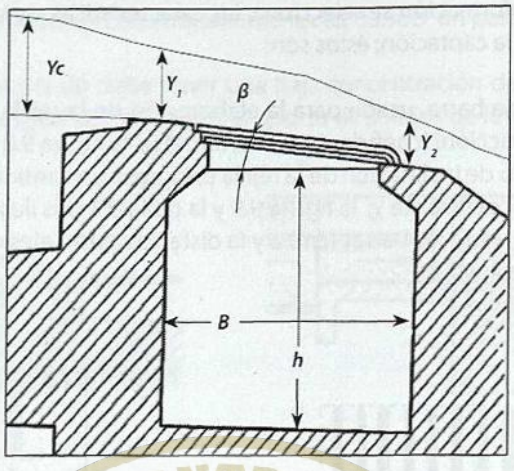


Figura 9.9. Ángulo de inclinación de la rejilla.



Figura 9.10. Distancia entre barras.

La altura inicial h del agua dada en metros es:

$$h = \chi . h_{gr} = \frac{2}{3} \chi . h_0$$

Donde: *ho* es el nivel mínimo de las aguas en el río y χ es un coeficiente según la inclinación de la rejilla (ver tabla 9.1).

El coeficiente de contracción c equivale a:

$$c = 0{,}6 \left(\frac{a}{d}\right) (Cos\beta)^{3/2}$$

Donde: *a* es la abertura (espaciamiento) entre las barras de la rejilla (m), *d* es la distancia entre ejes de las barras (m) y *ß* es el ángulo de inclinación de la rejilla (°.)

La abertura entre barras a de la rejilla puede tener las siguientes dimensiones:

Rejas	Abertura
Rejas gruesas (1 ½ ")	4 - 10 cms
Rejas comunes (¾ "- 1 ½ ")	2 - 4 cms
Rejas finas (3/8 "- 3/4 ")	1 –2 cm

La selección del ancho de la rejilla con la longitud correspondiente se hace según los siguientes criterios:

- Adaptación del vertedero a las condiciones locales.
- Se selecciona una longitud de la rejilla ***L*** lo suficiente, de tal forma que el canal colector de la obra de captación sea más profundo ***T*** y menos costoso.

Durante la operación, la rejilla se puede obstruir con hojas, ramas y otros elementos, que evitan la captación del caudal de diseño, por tal motivo, la longitud de la rejilla se incrementa en un 20% aproximadamente, para compensar la obstrucción de ésta por ramas, hojas y otros elementos; la longitud de la rejilla es igual a:

$$L' = 1.2\,L \ \text{(m)}$$

Una vez terminado el dimensionamiento de la toma, las dimensiones de la rejilla se indican en la figura 9.11.

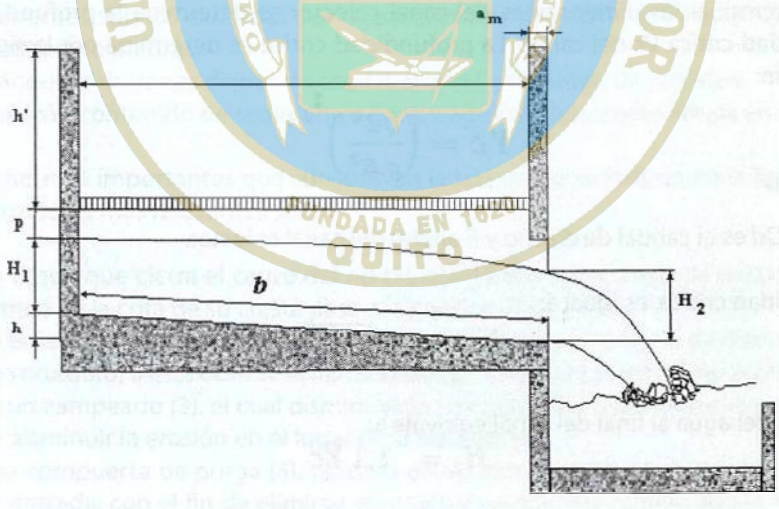


Figura 9.11. Corte transversal de la bocatoma de fondo.

El canal colector se dimensiona según las siguientes condiciones:

- El ancho del canal corresponde a la componente horizontal de la longitud de la rejilla; es decir:

$$B = L'Cos\beta$$

Donde: ß es el ángulo de inclinación de la rejilla contra la horizontal.

- La profundidad del canal (*T*) es aproximadamente igual a su ancho (B).

$$T \approx B$$

- En relación con el material de construcción de la toma, se tiene un coeficiente de seguridad, *Ks*.

$$Ks \approx 50 \text{ (para concreto)}$$

- La pendiente (*I min*) recomendada, para el canal colector de la toma es del 30%, a fin de eliminar los sólidos en suspensión que sea filtrado a través de la rejilla.

$$I \approx 30\% \text{ (mínimo)}$$

Conocidos los parámetros mencionados, como caudal de diseño, talud del canal colector (por lo general es rectangular y es igual a "0"), ancho del canal, pendiente y longitud del canal; se dimensiona el canal colector para condiciones de flujo subcritico (ver figura 9.11).

Para determinar las dimensiones del canal colector se determina la profundidad ***Yc*** y velocidad critica ***Vc*** del canal. La profundidad crítica se determina por la siguiente expresión:

$$Yc = \left(\frac{Qd^2}{g.B^2}\right)^{1/3}$$

Donde: *Qd* es el caudal de diseño y *B* ancho del canal colector.

La velocidad crítica, es igual a:

$$Vc = \sqrt{g.Yc}$$

La altura del agua al final del canal equivale a:

$$H_2 = 1{,}1\,Yc$$

La altura inicial del agua en el canal es:

$$H_1 = \sqrt{2\frac{Yc^3}{H_2} + \left(H_2 - L\frac{I}{3}\right)^2} - 2\,L\frac{I}{3}$$

La velocidad del agua al final del canal colector equivale a:

$$V_f = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{H_2\, B}$$

Esta velocidad debe ser menor que la velocidad critica, es decir:

Donde la velocidad crítica "*Vc*" está dada por las características del material.

Si no se cumple que la velocidad final sea menor que la velocidad critica y si el diseño no se ajusta a las condiciones locales, se puede variar la pendiente del canal (*I*) entre otros parámetros.

9.3. Toma convencional

La toma convencional o lateral se caracteriza por tener una pequeña presa, que no tiene la capacidad de almacenar agua, por tal motivo no posee regulación. La presa obliga a que parte del caudal ***Qa*** fluya a través de la toma de agua y el excedente ***Qu*** se vierta por el aliviadero de la presa (ver figura 9.12). Es muy usual instalarlas en ríos de montaña, de las siguientes características:

- Pendientes longitudinales fuertes que pueden llegar al 10% o superior.
- Crecientes súbitas causadas por aguaceros de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.
- Grandes variaciones diarias de caudal, cuando provienen de nevados.
- Pequeño contenido de sedimentos finos y agua relativamente limpia en estiaje.

Las partes más importantes que constituyen la bocatoma se indican en la figura 9.12, cuyos aspectos más relevantes son:

- Un dique que cierra el cauce del río (1), obligando al agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta pase a la conducción.
- En el tiempo de crecidas, las aguas de exceso pasan por encima de éste, como en un vertedero; a esta obra se le llama **azud** (2). Esta obra puede estar acompañada de un zampeado (3), el cual disminuye la velocidad del agua de exceso, con el fin de disminuir la erosión en el lugar de la bocatoma.
- Una compuerta de purga (4), ubicada en un extremo del azud, al lado de la reja de entrada, con el fin de eliminar el material grueso depositado aguas arriba del azud y mantener limpio el cauce frente a la toma de agua, ya que por lo general el material sólido acumulado reduce el caudal de captación sin embargo la compuerta de purga es de baja eficiencia, lo que obliga a un mantenimiento constante y cuidadoso de la rejilla en la toma de agua. En época de crecientes la compuerta se abre con el fin de aliviar el trabajo del azud.

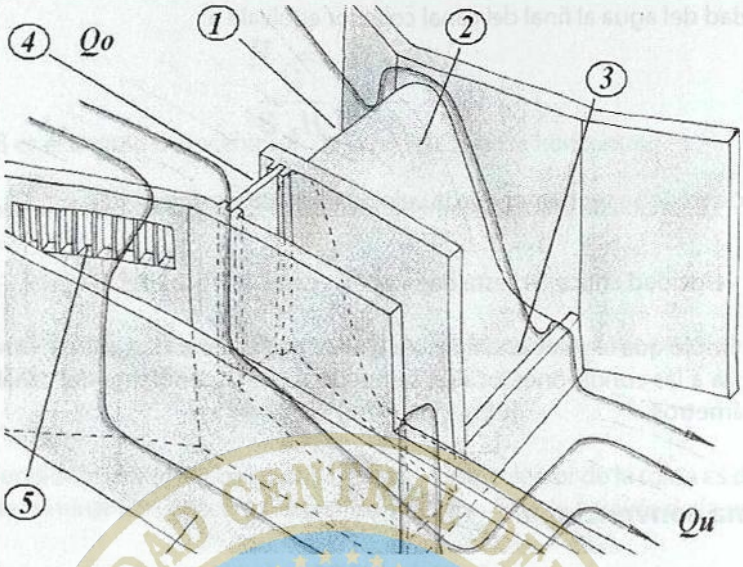


Figura 9.12. Bocatoma convencional

- La toma de agua (5) es una ventana con una reja, que impide el ingreso de material sólido flotante grueso; el umbral de la rejilla se coloca a cierta altura sobre el fondo del río con una separación entre barrotes de aproximadamente 20 centímetros (véase también figura 9.13).
- El desripiador (6) es una cámara que recoge el material sólido, que ha logrado pasar a través de la rejilla. Para lavar el material sólido depositado en el desripiador se dispone de una compuerta hacia el río, la cual lo elimina.
- Una transición de entrada al canal contiguo al desripiador une a este último con el canal, con el fin de evitar pérdidas grandes de energía entre éstos. El agua se vierte del desripiador a la transición a través de un vertedero más ancho que el canal con el fin de depositar el material grueso en el desripiador.
- Una compuerta de admisión, ubicada en el tramo de la transición, para regular o interrumpir totalmente el flujo del caudal, para reparación o inspección.
- Un dentellón se construye aguas arriba y debajo del zampeado, en algunas ocasiones con drenes para disminuir la subpresión del agua que se filtra por debajo del azud y para darle un mejor anclaje a la estructura.
- La escala de peces, obra que por lo general no es construida, se omite a pesar de su importancia para algunos ríos; consta de pequeños depósitos escalonados construidos a un lado del azud.

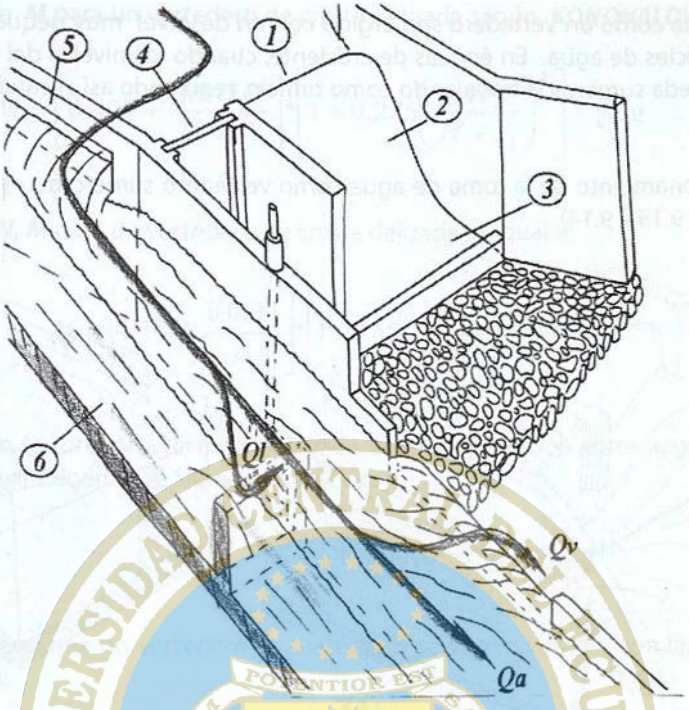


Figura 9.13. Corte de la toma de agua de una bocatoma convencional.

Dimensionamiento

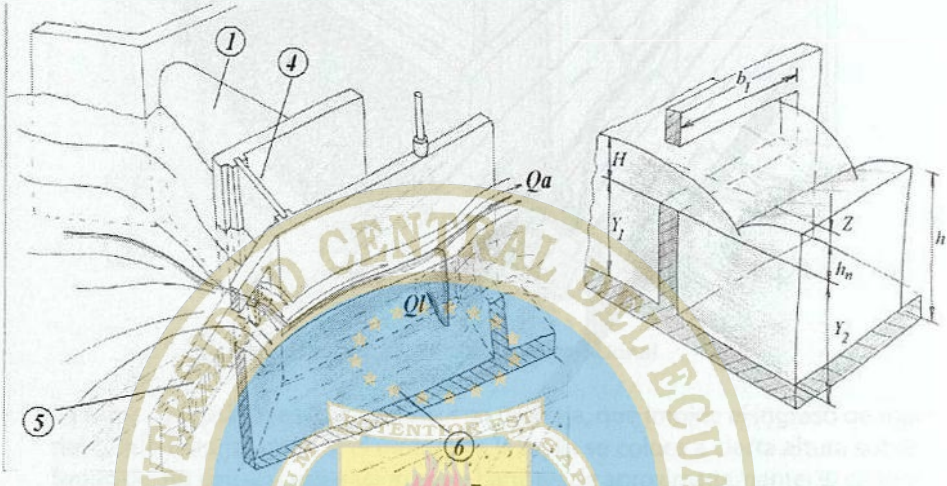
Toma de agua. El agua es captada por la toma de agua, la cual se encuentra ubicada aguas arriba del azud en el muro que separa el desripiador del río, a una distancia lo suficiente que permite durante la construcción la ubicación de la ataguía, y aguas abajo se prolonga hasta conectarse con la compuerta de purga, (ver figura 9.13). El umbral de la ventana debe estar a una altura no inferior a 0.60 - 0.80 metros del fondo; su dintel es generalmente de hormigón armado y debe estar a una altura superior al de mayor creciente. El dintel debe soportar además de su propio peso, el empuje horizontal del agua en creciente, apoyado solamente en sus extremos, en caso de que sea muy largo se construyen contrafuertes intermedios que lo dividen en varios tramos.

La reja debe soportar el impacto de troncos y otros materiales gruesos flotantes, que es traído por las crecientes; por lo tanto debe estar hecha de barrotes, lo suficientemente fuertes, que por lo general pueden ser de rieles o de hormigón armado con un ancho no menor a 10 cm; para facilitar la limpieza de la reja; los barrotes deben sobresalir un poco de la cara del muro.

Dado que el azud debe tener una altura igual a la suma de la altura del umbral desde el fondo del cauce más la altura de los barrotes; la toma de agua en épocas de estiaje

se comporta como un vertedero sumergido con un desnivel muy pequeño entre las dos superficies de agua. En épocas de creciente, cuando los niveles del agua suben, la toma queda sumergida trabajando como orificio, regulando así el caudal que entra en el canal.

El dimensionamiento de la toma de agua como vertedero sumergido es el siguiente (ver figuras 9.13 y 9.14)



igura 9.14. Toma de agua con vertedero sumergido

El caudal que pasa por el vertedero sumergido se determina con la siguiente expresión:

$$Q = s.M.b.(H)^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

Donde: *s* es el coeficiente de corrección de sumersión, *M* es un coeficiente, *b* es el ancho del vertedero (longitud de la cresta) y *H* es la carga sobre la cresta.

Según ***BAZIN*** el coeficiente ***s*** es igual a:

$$s = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_n}{Y_2}\right)\left(\frac{Z}{H}\right)^{1/3}$$

Según ***VILLEMONTE*** el coeficiente s es igual a:

$$s = \left(1 + \left(\frac{h_n}{Y_2}\right)^{3/2}\right)^{0{,}385}$$

Donde: *Z* es la diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y abajo de la cresta, *hn* es la elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta y Y_2 es la elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo.

El coeficiente ***M*** para un vertedero de cresta delgada según ***KONOVALOV*** está dado por:

$$M = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + Y_1}\right] * \left[1 + 0.285\left(\frac{H}{H + Y_1}\right)^2\right] * \sqrt{2g}$$

Según ***BAZIN, M*** para un vertedero de cresta delgada es igual a:

$$M = \left[1.794 + \frac{0.0133}{H_1}\right] * \left[1 + 0.55\left(\frac{H}{H + Y_1}\right)^2\right] * \sqrt{2g}$$

Un vertedero se considera de cresta delgada, cuando la relación entre su grueso e y su carga H se mantienen en la siguiente relación:

$$\frac{H}{e} > 1.5$$

Para considerar que un vertedero es sumergido se deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$h > Y_2 \quad , \frac{Z_0}{Y_2} < 0{,}7$$

Donde:

$$Z_0 = Z - \frac{v^2}{g}$$

Si no cumple la segunda condición el vertedero es no sumergido.

La ventana que trabajará como vertedero podrá tomar varias dimensiones entre su longitud y altura; si se escoge una ventana alta, incurrirá en mayores costos para el azud y la construcción de la obra de disipación de energía (zampeado) será más complicada; y si se toma una mayor longitud el dintel será más costoso y posiblemente llevará contrafuertes; por lo tanto la selección de sus dimensiones se hace con base en consideraciones económicas.

El muro en el cual se ubica la toma debe tener una inclinación respecto a la dirección del río, con el fin de acortar la longitud necesaria para llegar a terreno alto y de esta forma mejorar las condiciones hidráulicas. El ángulo debe ser menor de 200, y se halla con la siguiente expresión:

$$\alpha = arcos\left(\frac{V_r}{V_e}\right)$$

Donde: V_r es la velocidad media del río correspondiente al caudal medio anual y V_e es la velocidad de entrada al canal.

La velocidad media equivale a:

$$V_r = \frac{Q_m}{P}$$

Donde: Q_m es el caudal medio anual y P es el perímetro mojado correspondiente al caudal medio anual.

Cálculo. Se dan los siguientes parámetros:

- Q es el caudal de diseño.
- Y_1 es la altura del umbral sobre el fondo del río.
- H es la altura del agua.
- Z es el desnivel entre las superficies de agua.
- Y_2 es la altura del desripiador.
- a' es el ancho de los barrotes.
- b' es la separación entre los barrotes.
- V_e es la velocidad de entrada al canal.

Procedimiento:

- Se determinan los coeficientes M y s.
- Con la expresión de caudal para un vertedero sumergido determinamos el ancho, considerando un coeficiente de perdida k, como se indica en la siguiente expresión:

$$Q = k.s.M.b_1.(H)^{3/2} \quad (m^3/seg)$$

- Se determina el número de espacios: $n = \frac{b_1}{b'}$
- El número de barrotes es de: $N = n - 1$
- El ancho de la reja es igual a: $B = b_1 + N.a'$
- Se determina la velocidad media anual Vr.
- Se determina el ángulo α

Desripiador. Consiste en una cámara (ver figura 9.15), que sirve para detener las piedras que han logrado pasar entre los barrotes, las cuales no deben pasar al canal.

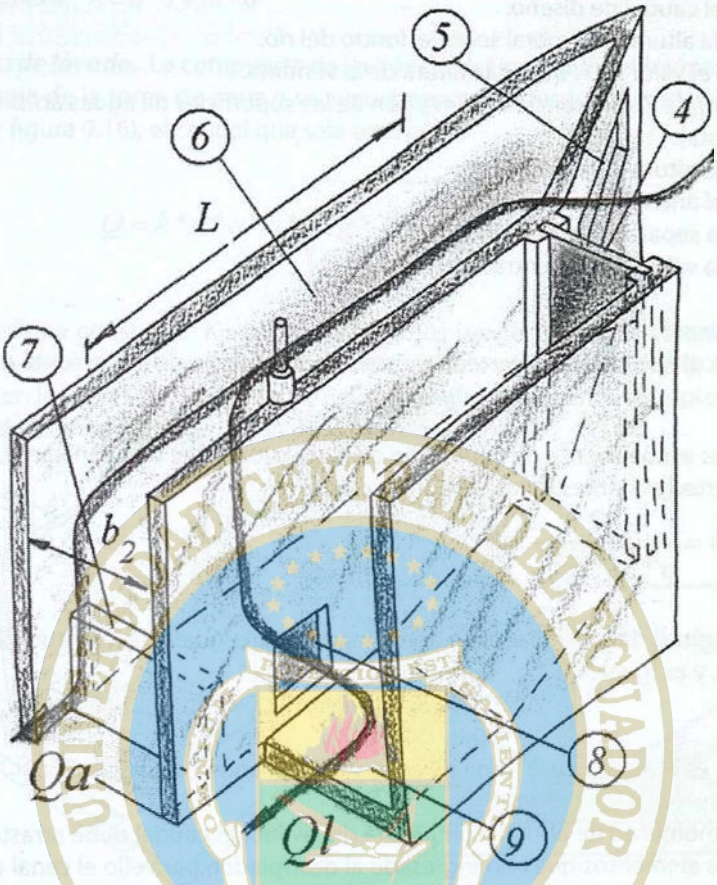


Figura 9.15. Vista del desripiador.

La velocidad del desripiador debe ser relativamente baja y el paso hacia el canal debe hacerse por medio de un aliviadero sumergido (7). Entre la reja de entrada (toma de agua) y el vertedero de salida hacia el canal se puede formar un resalto sumergido, por tal motivo para que el vertedero funcione normalmente es conveniente que el ancho del desripiador en este lugar sea por lo menos igual a la longitud del resalto reduciéndose progresivamente en forma circular hasta tomar la medida de la compuerta del desripiador. También se puede tomar el ancho del desripiador como la suma de los anchos de la reja de entrada y del vertedero (ver figura 9.15).

Con el fin de eliminar las piedras que se depositen en el desripiador se deja una compuerta de lavado (8), la cual se comunica con un canal de desfogue (9), y que tiene un gradiente suficiente para conseguir una velocidad de lavado alta, capaz de arrastrar todas las piedras. Para un fácil arrastre de las piedras y evitar que se queden en las esquinas, se procura que las paredes se unan con curvas suaves.

Cálculo. Se dan los siguientes datos: (toma de agua)

- Q es el caudal de diseño.
- Y_1 es la altura del umbral sobre el fondo del río.
- Se da el valor de H que es la altura de la ventana.
- El valor de Z, (diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y abajo de la cresta).
- Y_2 es la altura del desripiador.
- a' es el ancho de los barrotes.
- b' es la separación entre los barrotes.
- V_e es la velocidad de entrada al canal.

Procedimiento:

- Se calcula el ancho del vertedero de salida por medio de la siguiente expresión.

$$Q = k.s.M.b_1.(H)^{3/2}$$

Donde: s es el coeficiente de corrección de sumersión, M es una constante, b es el ancho del vertedero y H es la carga sobre la cresta

Es decir, $b = \dfrac{Q}{s * M * H^{3/2}}$

- La longitud del desripiador es aproximadamente igual a la longitud de una transición, y es igual a:

$$L = (B_1 - b_2)/2 * tg(12.5°)$$

Donde: B_1 es el ancho de la toma de agua y b_2 es el ancho del vertedero.

- En el momento de abrir la compuerta de lavado, el caudal debe arrastrar piedras y otros elementos que han ingresado al desripiador, para ello el canal debe tener una pendiente elevada, la cual se determina por:
-

$$j = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

Donde: v es la velocidad del agua, n es el coeficiente de rugosidad $(n = 0.025)$ y R es el radio hidráulico.

Estos parámetros se determinan de la siguiente forma:

$$v = {}^{Q}/_{A} \quad \text{y} \quad R = {}^{A}/_{P}$$

Donde: Q es el Caudal, A es el área y P es el perímetro mojado.

El perímetro mojado se determina por la siguiente expresión:

$$P = b + 2 * d * \sqrt{1 + m^2}$$

Donde: b es el ancho de la solera, d es el calado y m es el talud de las paredes.

El área es igual a: $A = b * s + m * d^2$

Compuerta de lavado. La compuerta de lavado debe eliminar los elementos que han pasado la reja de la toma de agua y se encuentran en el desripador. Al abrir la compuerta (ver figura 9.16), el caudal que sale equivale a:

$$Q = k * e * a * b * \sqrt{2g * H + \frac{v^2}{2g} - e * a}$$

Donde: K es una constante *K= 0,95 - 0,97*, ***"a"*** es la apertura de la compuerta, ***b*** es el ancho de la compuerta, ***e*** es un coeficiente, dado en función de ***(a/H)***, sus valores se indican en la tabla 9.2, ***H*** es la altura del nivel de las aguas en el desripiador, ***v*** es la velocidad del caudal y ***g*** aceleración de la gravedad.



Figura 9.16. Transcurso del caudal por la compuerta.

Una evacuación aceptable del material mínimamente debe cumplir la siguiente condición: $Q' > Q$

Donde: Q´ es el caudal evacuado y Q es el caudal captado.

Si esta expresión no se cumple o el tiempo de evacuación es prolongado, se puede optar por abrir la compuerta en un valor superior.

Tabla 9.2. Coeficiente *"e"*

a/H	e	a/H	e	a/H	e	a/H	e
0.00	0.611	0.30	0.625	0.55	0.650	0.80	0.720
0.10	0.615	0.35	0.628	0.60	0.660	0.85	0.745
0.15	0.618	0.40	0.630	0.65	0.675	0.90	0.780
0.20	0.620	0.45	0.638	0.70	0.690	0.95	0.835
0.25	0.622	0.50	0.645	0.75	0.705	1.00	1.000

Transición. Para reducir las pérdidas de carga originadas por el paso del agua de una sección de poco calado y ancha (vertedero) a una obra de mayor calado (6-7) y más estrecha (la conducción), se recomienda ubicar entre ellos una estructura que progresivamente cambia su sección llamada transición (10), tal como se indica en la figura 9.17.

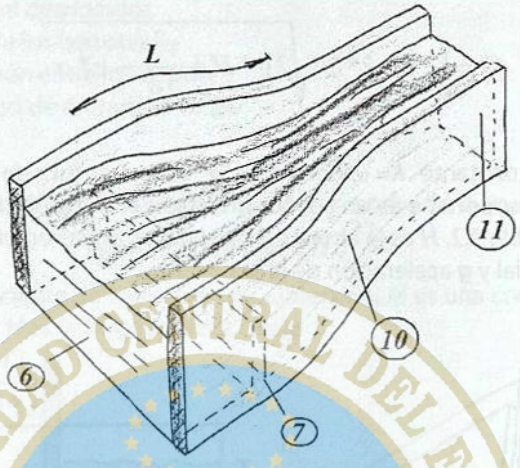


Figura 9.17. Transición.

En tal sentido la *Bureau of reclamation* recomienda que el ángulo máximo entre el eje del canal y de línea que une los puntos de la transición correspondientes a la entrada (vertedero 7) y a la salida (conducción 10) no sea superior a 12.50 de tal forma la longitud de la transición se obtiene con la siguiente expresión:

$$L = \frac{b_2 - b_3}{2\,tg(12.5)}$$

Donde: b_2 ancho del vertedero y b_3 ancho de la conducción (11).

Se recomienda que la transición sea curva compuesta por arcos de círculo tangentes a la entrada y a la salida, como se indica en la figura 9.17.

Ejemplo

Para captar el caudal de diseño se opta por el dimensionamiento de una bocatoma de fondo y una bocatoma lateral.

Bocatoma de fondo

Para el dimensionamiento de esta obra se dispone de la siguiente información:

- El caudal que debe ser captado ***Qd*** según el estudio hidrológico es de:
  $Qd = 0.3\ m^3/s$
- El nivel mínimo de las aguas en el río $\mathbf{h_o}$ es de:
  $h_o = 0.20\ m$

Toma de agua

Se eligen barrotes rectangulares para la construcción de la rejilla de la captación de la toma de agua; tienen un coeficiente de derrame igual a $\mu = 0.68\text{-}0.85$. Se selecciona el valor de:

$$\mu = 0.70$$

Con el objeto de evitar que el material de acarreo golpee directamente la rejilla se selecciona un ángulo de inclinación β de:

$$\beta = 20^{o}$$

Para un ángulo de inclinación β de 20° se tiene un coeficiente de captación χ igual a: χ=0.837.

El dimensionamiento de la obra siguiendo los pasos descritos en este capítulo es el siguiente:

Se determina el caudal a captar, el cual es igual a:

$$Q = c.\mu.b.L.\sqrt{2.g.h} \quad (m^3/s)$$

Donde: h es la altura inicial del agua en (m), μ es un coeficiente de derrame de la rejilla, b es el ancho del vertedero (m), L es la longitud de la rejilla (m), c es un coeficiente de contracción, que varía en función de la disposición de las barras de la rejilla (ver figura 9.8).

El coeficiente de contracción de la reja es igual a:

$$c = 0{,}6\left(\frac{a}{d}\right)(Cos\beta)^{3/2}$$

Donde: a es la abertura (espaciamiento) entre las barras de la rejilla (m). ß es el ángulo de inclinación de la rejilla (°) y d es la distancia entre ejes de las barras (m).

Para construir la reja se seleccionaron barrotes de las siguientes medidas (ver figura 9.18):

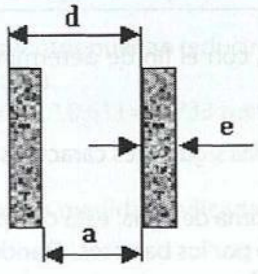


Figura 9.18. Medidas principales de los barrotes

Donde **a** es el espaciamiento entre los barrotes y es igual a 4 cms.

La distancia **d** entre los barrotes es igual a 6 cms.

El espesor **e** de los barrotes es igual a 2 cms.

De tal forma el coeficiente **c** es igual a:

$$c = 0.6\left(\frac{4}{6}\right)(Cos\,20^0)^{3/2} = 0.364$$

La altura inicial del agua **h** es igual a:

$$h = \chi . h_{gr} = \frac{2}{3}\chi . h_0$$

Donde: h_o es el nivel mínimo de las aguas en el río y χ es un coeficiente según la inclinación de la rejilla.

La altura inicial del agua es igual a:

$$h = 0.837\,\frac{2}{3}\,0.20 = 0.112 \quad \text{mts}$$

Tomando la información anterior, el caudal es igual a:

$$Q = 0.364 * 0.70 * b * L * (2 * 9.81 * 0.112)^{1/2}$$

Dado que las medidas de **b** y **L**, están dadas según las condiciones del terreno, en la siguiente tabla se indican varios valores de ellos:

	Q (m3/seg)	b (m)	L (m)
1	0.30	1.50	0.529
2	0.30	1.30	0.611
3	0.30	1.00	0.794

Se analizan las opciones 1 y 2, con el fin de determinar, cuál de ellas se ajusta a las condiciones del terreno.

La rejilla para la opción 1 tiene las siguientes características:

El ancho de la rejilla **b'** para la toma de agua, está compuesto por ancho de la toma de agua **b** más el espacio ocupado por los barrotes. Donde el espacio de la toma de agua está dividido por ellos y es igual a:

$$n = \frac{b}{a}$$

Donde **n** es el número de espacios entre los barrotes, **a** es el espaciamiento entre ellos y **b** es el ancho de la toma de agua.

Dado que conocemos el ancho de la toma de agua y el espesor de los barrotes, el número de espacios es igual a:

$$n = \frac{1.5}{0.04} = 37.5 \approx 38 \text{ espacios}$$

Esto indica, que el número de barrotes **n**, incluyendo los soportes es de: 39 barrotes

De tal forma el ancho total de la toma de agua **b'** incluyendo la rejilla es de:

$$b^1 = b + N * e = 1.5 + 3.9 * 0.02 = 2.28 \text{ mts}$$

Donde **e** es el ancho de los barrotes.

La figura 9.18. muestra las dimensiones de la rejilla.

Si tomamos la opción 2 se tiene que él numero de espacios **n** es de 33, el número de barrotes **N** incluyendo los de soporte son 34 y por tanto el ancho total de la toma de agua con su respectiva rejilla **b'** es de 1.98 metros.



Figura 9.19. **Dimensiones principales** de la rejilla

Se elige la opción 2 debido a que el ancho total de la rejilla es ligeramente mayor que el ancho del cauce medido (1.73 metros), esto indica que se realizarán excavaciones para complementarlo.

Para evitar que hojas y otros elementos puedan reducir el área de captación se aumenta en un 20% la longitud de la rejilla.

$$L^1 = 12 * 0.611 = 0.733 \text{ metros}$$

Canal colector

El canal colector tiene las siguientes medidas, indicadas en la figura 9.20.

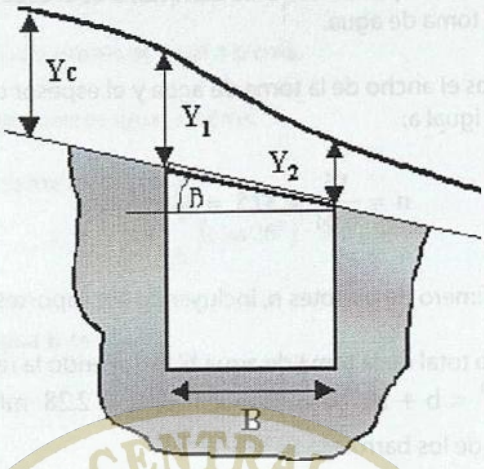


Figura 9.20. Medidas del canal colector.

El ancho del canal colector de la toma de agua **B** con una pendiente interna **I** de 5% (3º) es igual a:

$$B = 0.773 * \text{Cos } 20^{o} = 0.689 \text{ metros}$$

La profundidad crítica del canal es:

$$Vc = (9.81 * 0.237)^{1/2} = 1.62 \text{ m/s}$$

La velocidad crítica del agua en el canal es:

$$Vc = (9.81 * 0.237)^{1/2} = 1.62 \text{ m/s}$$

La altura del agua al final del canal es:

$$H_2 = 1.1 * 0.237 = 0.295 \text{ metros}$$

Se elige un rango de seguridad igual a:

$$p = 0.5 * H_2 = 0.5 * 0.274 = 0.15 \text{ metros}$$

El ancho del muro de contención es de:

$$a_m = 0.2 \text{ metros}$$

La longitud del canal colector es:

$$L'' = \frac{(1.98 * + 0.2)}{\text{Cos } 3^{0}} = 2.183 \text{ metros}$$

La altura correspondiente a la pendiente del canal es:

$$h = 2.183 * \text{Sin } 3^{o} = 0.114 \text{ metros}$$

La altura inicial del agua en el canal es:

$$H_1 = \sqrt{2 * \frac{0.237^3}{0.261} + \left(0.261 - \frac{2.183 * 0.05^2}{3} \right)} - \frac{2.183 * 0.05}{3} * 2$$

$$H_1 = 0.528 \text{ metros}$$

La velocidad final del agua en el canal es:

$$Vf = \frac{Q}{H_2 * B} = \frac{0.3}{0.261 * 0.689} = 1.47 \text{m/s}$$

Dado que la velocidad final es menor que la velocidad crítica, el dimensionamiento de la toma de agua de fondo es acertado.

Muro de contención

Con base en las características del lugar, se pudo conocer que la huella dejada por la mayor creciente (según los pobladores de la región), corresponde a una altura de 13.0 metros sobre el lecho del afluente. Esto indica que se requiere recubrir el desripiador, la transición y parte del canal para protegerlos; una apreciación se observa en las figuras 9.21 y 9.22.

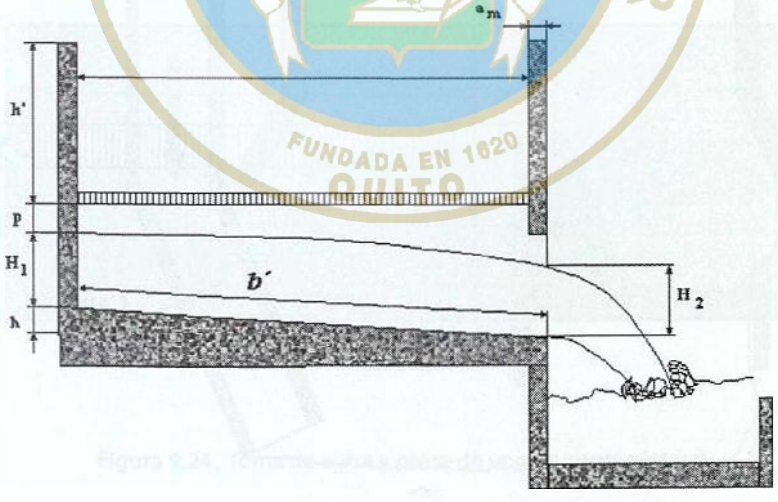


Figura 9.21. Medidas principales de la toma de agua de fondo.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Para una mejor protección se recomienda la construcción de un muro de contención de una altura de 2.5 metros, el cual permitirá el paso de un caudal máximo de 2.5 m3/seg con una velocidad estimada de 0.4 m/seg. Este valor de caudal es menor que el caudal máximo registrado.

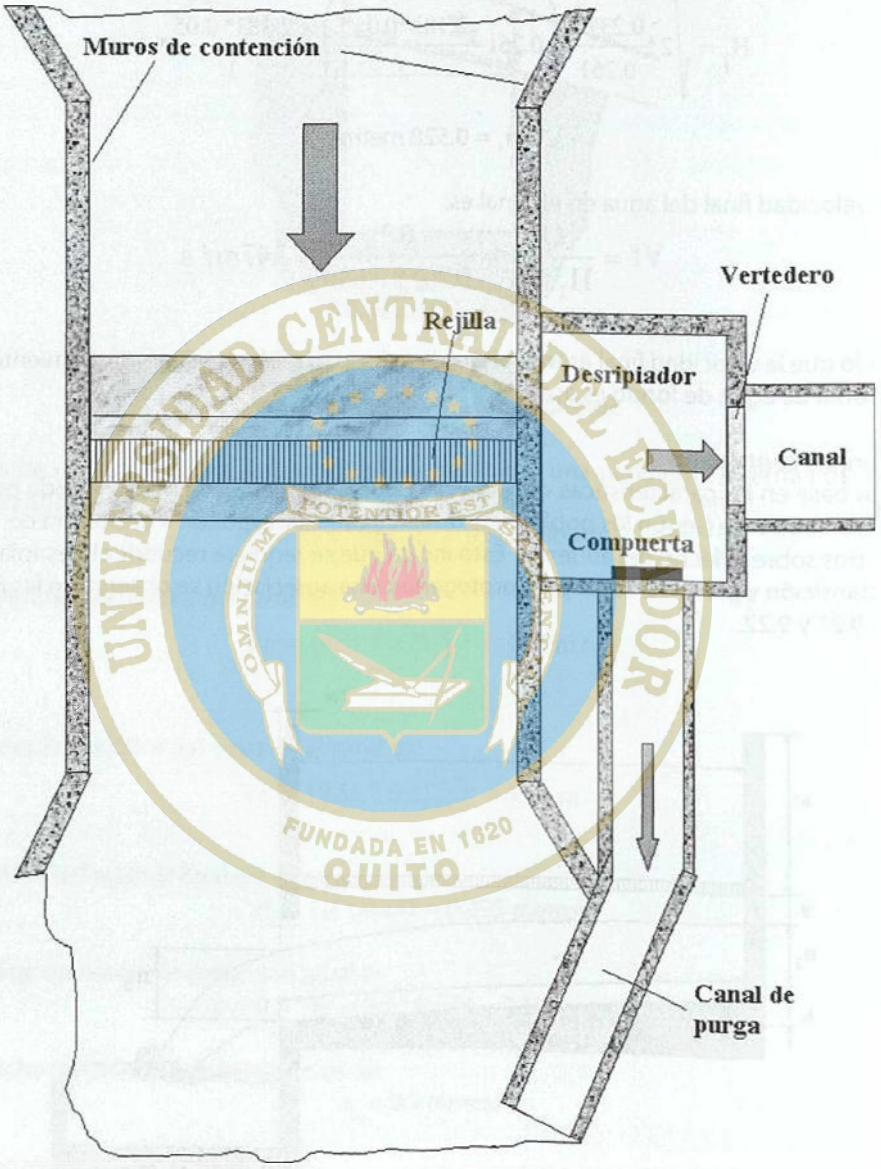


Figura 9.22. Vista superior de la toma de fondo.

Bocatoma lateral

Para el dimensionamiento de esta obra se dispone de la siguiente información:

Toma de agua

Para el dimensionamiento de la toma de agua se eligen las siguientes medidas (ver figuras 9.23 y 9.24):

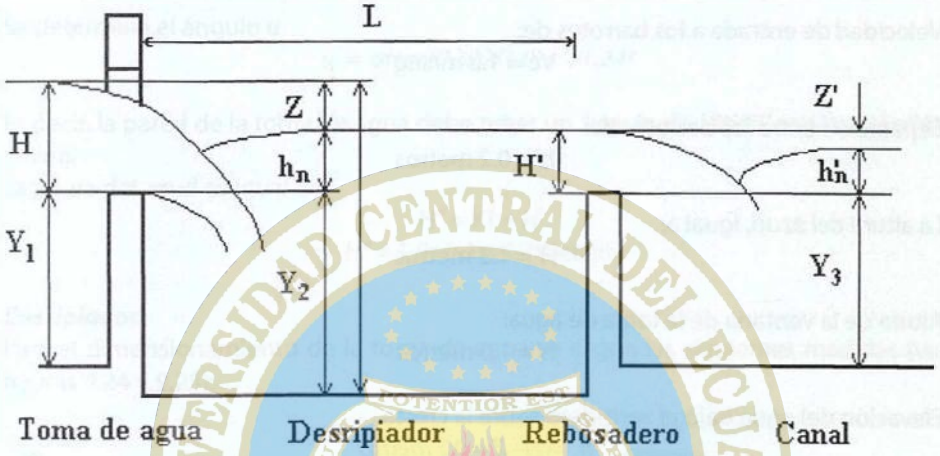


Figura 9.23. Toma de agua, desripiador y rebosadero de una bocatoma lateral

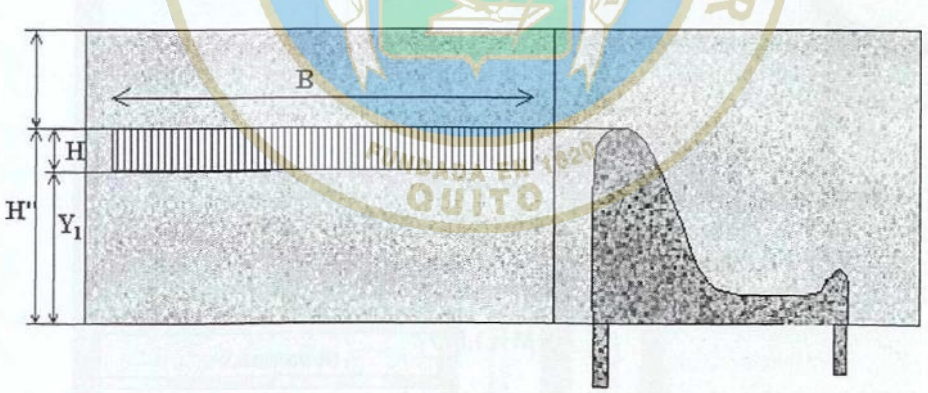


Figura 9.24. Toma de agua y presa de una bocatoma lateral

La altura sobre el umbral debe ser (0.6 – 0.8) metros como mínimo, se toma igual a:

$$Y1 = 1.0 \text{ metros}$$

Altura del agua, igual a:

$$H = 0.3 \text{ metros}$$

Desnivel entre las superficies de agua, igual a:

$Z = 0.1$ metros

Altura del desripiador, igual a:

$Y_2 = 1.2$ metros

Ancho de los barrotes, igual a:

$a' = 0.1$ metros

Velocidad de entrada a los barrotes de:

Ve = 1.0 m/seg

Separación entre los barrotes de:

$b' = 0.2$ metros

La altura del azud, igual a:

$H' = 1.3$ metros

Altura de la ventana de la toma de agua:

$h' = 1.0$ metros

Elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta.

$h_n = H - Z = 0.2$ *metros*

Altura del agua en el desripiador

$h = Y_2 + h_n = 1.4$ *metros*

s según Bazin es igual a:

$$s = 1.05\left(1 + 0.2\frac{0.2}{1.2}\right)\left(\frac{0.1}{0.3}\right)^{1/3} = 0.752$$

M según Konovalov, es igual a:

$$M = \left[0.407 + \frac{0.045 * 0.3}{0.3 + 1.0}\right]\left[1 + 0.285\left(\frac{0.3}{0.3 + 1.0}\right)^2\right]\sqrt{2 * 9.81}$$

$$M = 1.877$$

Se toma un coeficiente adicional por pérdida en los barrotes igual a 0.9, de tal forma que el caudal captado equivale a:

$$0.3 = 0.9 * 0.752 * 1.877 * b_1 * 0.3^{3/2}$$

de esta forma el ancho de la toma de agua es igual a:

$b_1 = 1.44$ *metros*

Se determina el número de espacios: $n = b_1/b\square = 1.44/0.2 \cong 8$ *espacios*

El número de barrotes es de:

$$N = n-1 = 7 \text{ barrotes}$$

El ancho total de la reja de la toma de agua es igual a:

$B=b+N*a'=1.44+7*0.1=2.14$ *metros*

Se determina la velocidad media anual Vr.

$$Vr = Qm/p = 0.718/2.232 = 0.322 \text{ m/s}$$

Se determina el ángulo α

$$\alpha = arcos(0.322/1.0) = 71.24^{o}$$

Es decir, la pared de la toma de agua debe tener un ángulo de 18° 45' con la dirección del río.

La altura del azud es igual a:

$$H'' = Y1 + H$$

$$H'' = 1.0+0.3 = 1.3 \text{ metros}$$

Desripiador

Para el dimensionamiento de la toma de agua se eligen las siguientes medidas (ver figuras 9.24 y 9.25):

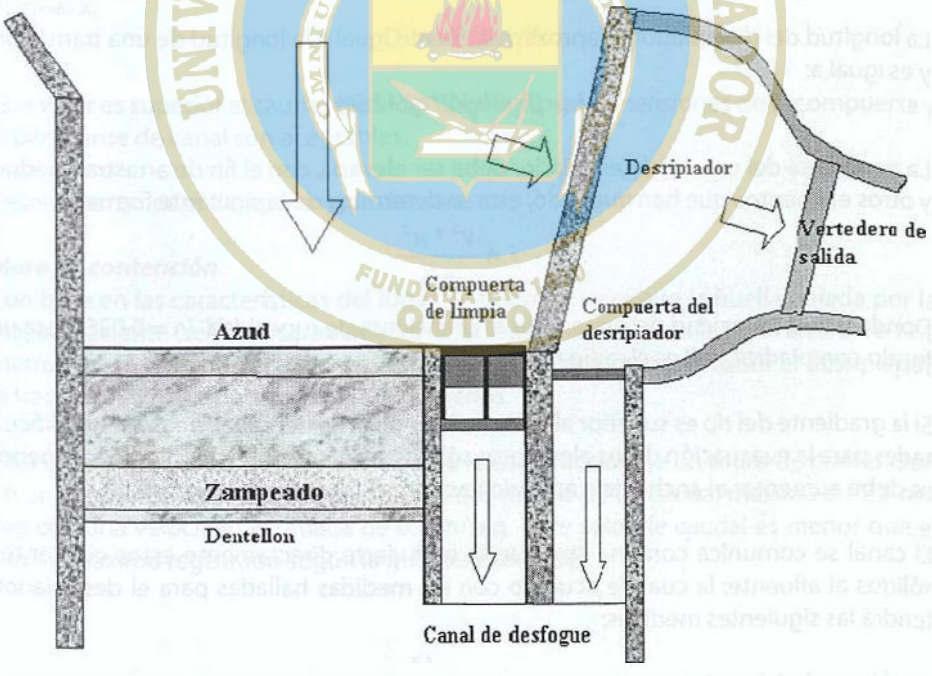


Figura 9.25. Vista superior de una bocatoma lateral.

El caudal que se debe verter a través del rebosadero ubicado en el desripiador, debe tener un ancho igual a:

$$b_2 = \frac{Q}{s * M * H^{3/2}}$$

Según Bazin *s* es igual a:

$$s = 1.05\left(1 + 0.2\frac{0.1}{1.0}\right)\left(\frac{0.1}{0.2}\right)^{1/3} = 0.850$$

M según Konovalov, es igual a:

$$M = \left[0.407 + \frac{0.045 * 0.2}{0.2 + 1.2}\right]\left[1 + 0.285\left(\frac{0.2}{0.2 + 1.2}\right)^2\right]\sqrt{2 * 9.81}$$

M = 2.883

De tal forma el ancho del vertedero es igual a:

$$b_2 = \frac{0.3}{0.85 * 2.883 * 0.2^{3/2}} = 1.369 \text{ metros}$$

La longitud del desripiador es aproximadamente igual a la longitud de una transición, y es igual a:

$$L = (B_1 - b_2)/2 * tg(12.5^o)$$

La pendiente del canal del desripiador debe ser elevada, con el fin de arrastrar piedras y otros elementos que han quedado, esta se determina de la siguiente forma:

$$j = \frac{v^2 * n^2}{R^{4/3}}$$

Donde **v** es la velocidad del agua, **n** es el coeficiente de rugosidad (n = 0.025, para un fondo con piedras) y **R** es el radio hidráulico.

Si la gradiente del río es superior al valor de la pendiente del canal, no presenta dificultades para la evacuación de los elementos sólidos; en caso que la pendiente sea menor se debe aumentar el ancho del canal y/o levantar el fondo del desripiador.

El canal se comunica con una compuerta que vierte directamente estos elementos sólidos al afluente; la cual de acuerdo con las medidas halladas para el desripiador, tendrá las siguientes medidas:

- Altura de 1.2 metros
- Ancho de 1.0 metros

La velocidad de evacuación es igual a:

$$V = 3.0\ m^3/s$$

De esta forma se tiene que

- El área del canal A es de 1.2 m2
- El perímetro mojado P es de 3.4 m
- El radio hidráulico es igual a 0.353

En este caso la pendiente del canal es igual a:

$$j = \frac{3.0 * 0.025}{0.353^{4/3}} = 0.3$$

La compuerta en el momento de su apertura debe eliminar el mayor número de sólidos, para ello se requiere un caudal superior al captado.

Suponiendo que la compuerta se abre en 0.3 metros se tiene un coeficiente (según la tabla 9.2) de 0.622.

$$\frac{a}{H} = \frac{0.3}{1.2} = 0.25 \quad e = 0.622$$

Al reemplazar estos valores, se encuentra que el caudal que sale al abrir la compuerta es igual a:

$$Q = 1.75\ m^3/s$$

Este valor es superior al caudal captado y por tanto las dimensiones de la compuerta y la pendiente de canal son aceptables.

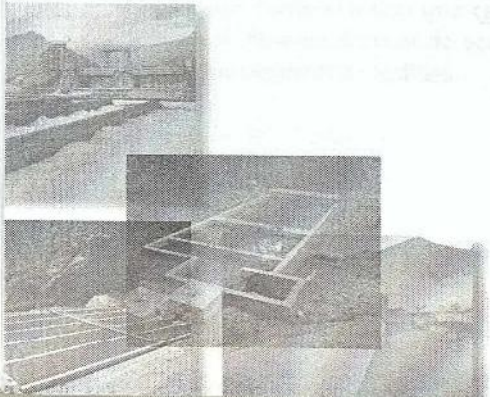
Determinaremos el tiempo en que demora.

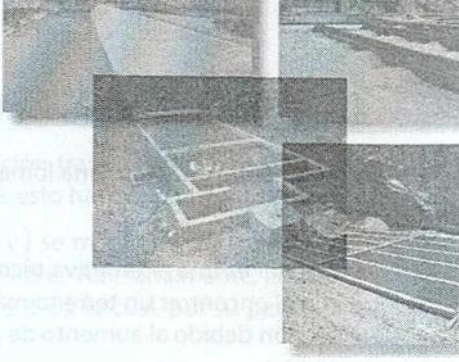
Muro de contención

Con base en las características del lugar, se pudo conocer que la huella dejada por la mayor creciente (según los pobladores de la región), corresponde a una altura de 13.0 metros sobre el lecho del afluente. Esto indica que se requiere recubrir el desripiador, la transición y parte del canal para protegerlos.

Para una mejor protección se recomienda la construcción de un muro de contención de una altura de 2.5 metros, el cual permitirá el paso de un caudal máximo de 2.5 m^3/seg con una velocidad estimada de 0.4 m/seg. Este valor de caudal es menor que el caudal máximo registrado según la información base.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





10. Obra de conducción

La conducción del caudal que será aprovechado para generar energía eléctrica es captado en la bocatoma y llevando a través de un canal que puede estar a cielo abierto o cerrado manteniéndose el caudal a presión atmosférica; en su trazado pasa diferentes accidentes topográficos que son sorteados con obras especiales como son: las viaductos, los sifones, los rellenos y los túneles hasta llegar al tanque de carga.

Debido a que el agua captada contiene elementos en suspensión, se requiere colocar en el trazado un desarenador que los elimine, el cual puede estar ubicado contiguo a la bocatoma o acompañado al tanque de carga.

El trazado de la conducción se realiza en función de conseguir una mayor eficiencia y seguridad de las obras a menor costo, manteniendo una pendiente longitudinal positiva menor que la del río (aguas abajo en dirección del afluente), y variando sólo dentro de ciertos límites.

La pendiente de la conducción se establece con un criterio técnico-económico, estudiando varias alternativas. El criterio técnico está sujeto a las características de los sitios posibles de toma y a la variación de caudal, que generalmente disminuye aguas arriba. El criterio económico lo establece la longitud de la conducción, esto es en un aprovechamiento hidroenergético con una pequeña pendiente del recurso (afluente) ocasiona una mayor longitud y mayor costo, e inversamente disminuye si la pendiente del afluente es elevada.

Para seleccionar alternativas de menor costo y que cumplan los requerimientos técnicos, se pueden reducir la longitud de la conducción por medio de túneles, acueductos, rellenos u otro tipo de obras.

Los túneles se construyen cuando representan una solución más económica o más estable que un canal abierto. Él es una alternativa más económica en los siguientes casos:

- Cuando el volumen de excavación de la plataforma para construir el canal es tan grande que resulta más económico construir un túnel; esto se presenta en terrenos donde la pendiente transversal del terreno es muy fuerte (mayor de 45%).

- Cuando atravesar una loma de un lugar a otro es menos costoso que construir un canal su contorno.

El túnel es una alternativa técnica, cuando el terreno no es estable, por ello se busca con él encontrar un terreno más firme. Con esto se reduce el costo por longitud, por sección debido al aumento de pendiente.

Los acueductos son puentes que permiten conducir a través de ellos el caudal en depresiones. En estos casos también se pueden usar rellenos compactados o sifones. El sifón es la conducción del caudal a través de una tubería por una depresión hasta el lugar donde encuentra la pendiente inicial del canal.

Para evitar el rebosamiento del caudal por encima de las paredes del canal abierto, generado por el aumento súbito del caudal o por el taponamiento del canal debido a erosión, se construyen a lo largo del tramo obras de seguridad que vierten las excedencias de caudal de nuevo al afluente; estas obras se llaman **aliviaderos.**

La conducción abierta se acompaña de pasos de aguas lluvias, que se encargan de evitar que el caudal en el canal aumente por efecto de estas, por ello generalmente por encima del canal se construyen obras que permiten su paso.

10.1. Canal

En la obra de conducción el caudal tiene un flujo uniforme, es decir que tiene un calado y velocidad igual a lo largo del tramo; por lo tanto el gradiente hidráulico y geométrico del cauce es constante (ver figura 10.1). Adicionalmente la rugosidad del cauce, se mantiene invariable en el trayecto de la corriente.

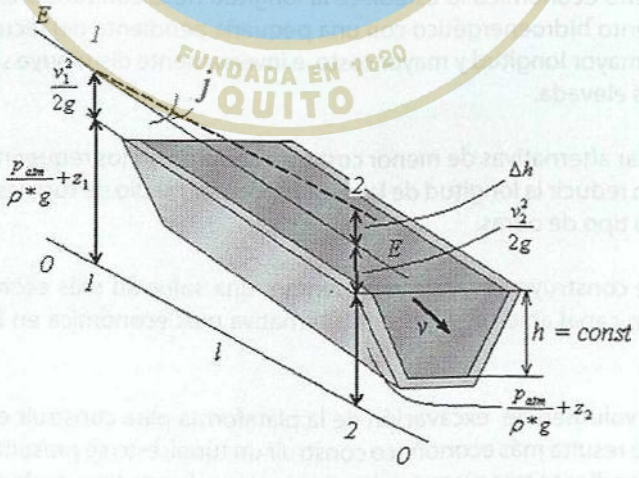


Figura 10.1. Cauce abierto.

En la figura 10.1, se muestra un cauce abierto de sección transversal trapezoidal, el cual mantiene una profundidad y pendiente constante, esto hace que el flujo sea uniforme. En consecuencia la carga por velocidad $v^2/(2g)$ se mantiene constante y la línea hidrométrica es paralela a la línea de la superficie libre. Adicionalmente, la línea piezométrica coincide con la línea de la superficie libre (E-E), la cual, por su parte, es paralela al fondo (ver figura 10.1).

La velocidad en un cauce abierto se determina con la ecuación de Chezy:

$$v = C\sqrt{Rj}$$

Usualmente la pendiente de los canales es menor de 6°, por lo tanto se puede considerar que: $tan\alpha = j$ y se recomienda que la velocidad oscile entre 0.7 m/s y 2.0 m/s, para evitar la sedimentación en el canal y la erosión, por tal motivo el área mojada es función de la velocidad. De esta forma el caudal en el cauce abierto es igual a:

$$Q = vW = W\,C\sqrt{Rj}$$

Donde: el coeficiente C depende de la forma, dimensión y rugosidad del cauce y se determina por ecuaciones empíricas de Manning, Razin y otros autores. Este coeficiente en la práctica es muy importante en los cálculos de los canales, tuberías, entre otras obras hidráulicas.

Según Manning, el coeficiente de Chezy es igual a: $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$

donde: n es un coeficiente que depende del tipo de material (ver tabla 10.1) y R radio hidráulico.

Tabla 10.1. Coeficiente de Maning para direntes tipos de cauce *n*

Material del cauce	Min.	Med.	Max
Roca áspera		0,040	0,045
Roca sin asperezas	0,020	0,033	0,035
Canales grandes en buen estado	0,020	0,0225	0,025
Canales grandes en estado regular	0,023	0,025	0,027
Canales grandes en mal estado	0,025	0,0275	0,030
Canales malos semiderrumbados	0,028	0,030	0,033
Canal irregular con vegetación	0,033	0,035	0,040
Ladera cepillada	0,010	0,013	0,014
Ladera sin cepillar	0,012	0,015	0,018
Hormigón sin alisado con buen encofrado	0,013	0,014	0,015
Hormigón con huellas de tablas	0,015	0,016	0,018
Hormigón alisado	0,011	0,012	0,013
Mampostería, piedra	0,017	0,0225	0,030
Gaviones	0,025	0,027	0,032
Ladrillo enlucido	0,012	0,015	0,017

Según Bazin el coeficiente de Chezy es igual a:

$$C = \frac{87}{1 - \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

donde: R es el radio hidráulico (*m*) y γ es el coeficiente de rugosidad del cauce, que depende de los materiales del cual está hecho (ver tabla 10.2).

Tabla 10.2. Coeficiente de Razin para diferentes tipos de cauce γ

Tipo de cauce	γ
Cauces muy lisos (hormigón con repello)	0.06
Cauces lisos (de ladrillos.de madera, etcétera)	0.16
Cauces de piedras irregulares	0.46
Cauces de tierra en canales y con revestimiento de piedra	0.85
Canales de tierra en condiciones normales	1.30
Canales de tierra con hierbas y azolves en el fondo	1.75

De tal forma la velocidad según Chezy - Mannings es:

$$V = C\sqrt{RJ} = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

De la ecuación anterior se deduce que la capacidad de conducción de un canal depende del radio hidráulico y/o en su defecto de la superficie mojada, por tal motivo para la sección semicircular es óptima, sin embargo es de difícil construcción y poco estable, por tal motivo se recomienda la sección trapezoidal. En la figura 10.2 se indican varios tipos de conducciones abiertas.

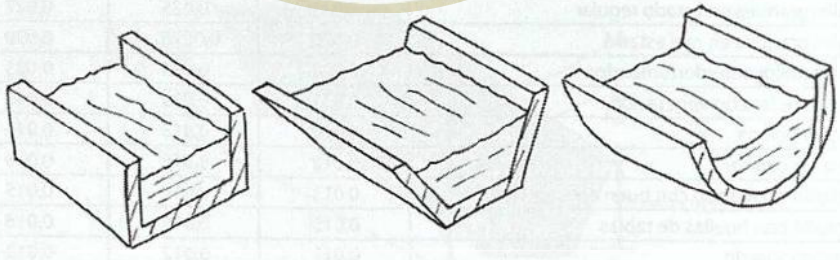


Figura 10.2. Formas de canales.

Elementos hidráulicos de los perfiles transversales

Las secciones transversales o las secciones geométricamente correctas, pueden tener forma de rectángulos, trapecios, semicírculos, trapecios, entre otras (ver figura 10.2). Sin embargo, la forma de la conducción abierta debe tener una superficie mojada, tal que permita una mayor conducción de caudal; esto es posible en cuanto sea mayor el radio hidráulico ***R*** o en cuanto menor sea el perímetro χ. Frente a otras secciones, la sección semicircular es la mejor cumple esta condición, sin embargo es de difícil construcción y poco estable, por tal motivo se recomienda la sección trapezoidal.

Los canales deben transportar la mayor cantidad de caudal en la menor sección posible; esto conlleva a que las dimensiones para distintas formas de canales se determinen teniendo en cuenta que el caudal es tanto mayor, en cuanto sea mayor el radio hidráulico R o en cuanto menor sea el perímetro χ. El procedimiento para determinar las medidas para diferentes secciones de canal se presenta a continuación:

Canal trapezoidal. La figura 10.3 muestra un canal trapezoidal, en donde: *b* es el ancho del fondo, *d* es el tirante y *m* es la pendiente de las paredes del canal.

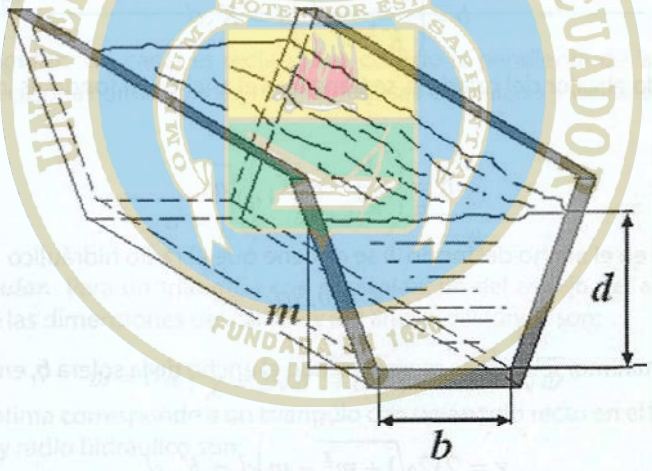


Figura 10.3. Canal de conducción trapezoidal.

Para el canal trapezoidal tenemos que la sección viva ω (sección transversal húmeda), el perímetro mojado χ y el radio hidráulico R, equivalen a:

$$\omega = b\,d + m\,d^2\,;\ \chi = b + 2d\sqrt{1+m^2}\ \text{ y }\ R = \frac{\omega}{\chi}$$

Despejando del área ω el ancho del fondo *b*, obtenemos que es igual a:

Y reemplazándolo en el perímetro mojado χ, se tiene:

$$\chi = \frac{\omega}{d} - m\,d + 2d\sqrt{1+m^2} = 0$$

El caudal a igual sección es máximo cuando el perímetro es mínimo. Para determinar el calado se derivará la ecuación del perímetro mojado χ y se iguala a

$$\frac{d\chi}{d} = -\frac{\omega}{d^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

De esta forma el calado es igual a:

$$d = \sqrt{\frac{\omega}{-m+2\sqrt{1+m^2}}} = K_1\sqrt{\omega}$$

Reemplazando el valor del perímetro mojado χ en el calado obtenemos el ancho del fondo

$$b = \left(\frac{1}{K_1^2} - m\right)d = K_2 d$$

Reemplazando el valor del calado *d*, se tiene que el ancho del fondo es igual a:

$$b = \left(\frac{1}{K_1} - m\,K_1\right)\sqrt{\omega}$$

Sustituyendo en el ancho del fondo *b* se obtiene que el radio hidráulico ***R*** es igual a:

$$R = 0.5\,d$$

El perímetro mínimo, se obtiene reemplazando el ancho de la solera ***b***, en el perímetro mojado χ.

$$\chi = 2\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right)d = K_4\,d$$

El talud más ventajoso ***m***, se obtiene derivando de la ecuación del perímetro mojado χ con respecto a la pendiente ***m***, e igualando a cero.

$$\frac{d\chi}{dm} = \frac{d}{dm}\left(\omega/d - m\,d + 2d\sqrt{1+m^2}\right) = 0$$

El resultado es: $m = \dfrac{1}{\sqrt{3}}$

O sea que corresponde a un ángulo de talud con la horizontal de 60°. Sustituyendo el valor de la pendiente ***m***, se tiene que para un canal trapezoidal las dimensiones más ventajosas del calado y del ancho del fondo son:

$$d = 0.75984\sqrt{\omega} \quad \text{y} \quad b = 0.870\sqrt{w} = 1.155\,d$$

No obstante la pendiente ***m,*** debe tener en cuenta el tipo de terreno; por tal motivo en la tabla 10.3 se indican valores recomendados.

Tabla 10.3.Valores de pendiente *m*.

MATERIAL	BAJO AGUA	SOBRE AGUA
Arenas finas	3.0 - 3.5	2.5
Suelos limo arenosos	2.0 - 2.5	2.0
Suelos limo arcillosos	1.5 - 2.0	1.5
Arenas gruesas y gravas	1.0 - 1.5	1.0
Arcillas comunes y limo	1.0 - 1.5	1.0
Arcillas compactas	1.0 - 1.25	0.5 - 1.0
Tierra muy compacta	1.0 - 1.3	0.5 - 1.0
Suelo de terraplén	1.25 - 1.5	1.0
Roca sedimentaria	1.0	1.0
Roca dura idónea	1.0	1.0

Canal rectangular. Un canal es rectangular cuando la pendiente de las paredes es: *m=0*, en este caso las dimensiones más ventajosas del calado y del ancho del fondo son:

$$d = \sqrt{\frac{\omega}{2}};\ b = 2d \ \text{y}\ R = \frac{\omega}{8}$$

Canal triangular. Para un triángulo con el semiancho del espejo del agua igual a *b* tenemos que las dimensiones del calado y del ancho del fondo son:

$$\omega = b\,d\,;\ \chi = 2\sqrt{b^2 + d^2} \ \text{y}\ b = d = \sqrt{\omega}$$

La sección óptima corresponde a un triángulo con un ángulo recto en el fondo; donde el perímetro y radio hidráulico son:

$$\chi = \sqrt{8\,\omega} \quad \text{y} \quad R = \sqrt{\frac{\omega}{8}} = 0.3536\,d$$

Cálculo de canales.

El caudal en un canal es función de varios parámetros, como: la velocidad, las dimensiones de la sección, la pendiente y el material del mismo. Estas variables hacen que al dimensionar un canal, se requiera que varios de estos parámetros sean constantes.

$$Q = W\,C\sqrt{Rj} = f(b, h, m, j, n)$$

Normalmente, la pendiente para un canal es conocida, ya que ella depende de las características del suelo o del tipo de revestimiento de los taludes. También es conocido el coeficiente de rugosidad, cuyo valor se selecciona de las tablas en correspondencia con el tipo de cauce o de los materiales de los cuales son hechos. En este caso, las soluciones posibles para los canales se llevan a tres tipos fundamentales de problemas:

***Primer tipo de problema*:** determinar la velocidad y el caudal (*v* y *Q*) si son conocidos: la pendiente del canal *j* y las dimensiones del perfil *b* y *d*.

Inicialmente se determinan: la sección viva ω (sección transversal húmeda), el perímetro mojado χ y el radio hidráulico R, de la siguiente forma:

$$\omega = b\,d + m\,d^2;\ \chi = b + 2d\sqrt{1+m^2}\ \text{ y }\ R = \frac{\omega}{\chi}$$

Seguidamente se determina el coeficiente Chezy, bien sea con la ecuación de Manning o de Bazin:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ y } C = \frac{87}{1 - \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Luego se puede determinar el caudal:

$$Q = W\,C\sqrt{R\,j}$$

***Segundo tipo de problema*:** determinar la pendiente del canal conociendo el caudal *Q* y las dimensiones del perfil *b* y *h*.
La pendiente se determina a partir del caudal, de la forma siguiente:

$$j = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$$

***Tercer tipo de problema*:** Determinar las dimensiones del perfil b y d, conocidos el caudal *Q* y la pendiente del canal *j*. Este problema es indeterminado, ya que para el cálculo de las dos magnitudes *b* y *h*, se cuenta solamente con una ecuación:

$$Q = W\ C\sqrt{R\,j}$$

Por esta razón, se debe tomar una de estas magnitudes en función de la otra.

Aspectos constructivos de los canales

Usualmente al construir un canal sobre laderas, éstas son cortadas para lograr una plataforma para que sobre ella se excave la sección propia del canal tal como se indica en la figura 10.4. El canal se acompaña de una pequeña berma para recoger aguas lluvias o para que cualquier derrumbe quede en ella, además se construye un camino que inicialmente facilita la construcción y posteriormente su mantenimiento.

La superficie de la plataforma de acuerdo con la figura 10.4 y 10.5 está dada por:

$$S = \frac{C.E}{2} \; ; \quad \alpha \langle 45$$

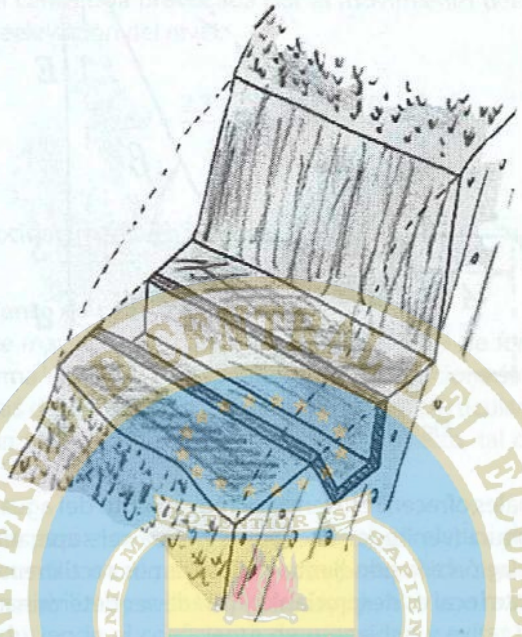


Figura 10.4. Corte de laderas para construcción del canal.

La construcción del canal prevé un aumento de la altura del canal como seguridad, para evitar el desbordamiento del agua por efecto de olas o aumento de nivel. La altura de seguridad se establece en función del caudal, y de la velocidad o gradiente del canal; determinando la distancia entre aliviaderos. Por tal motivo la altura de seguridad es un criterio económico, que usualmente se ubica entre el 5 - 30 % del calado (ver figura 10.5).

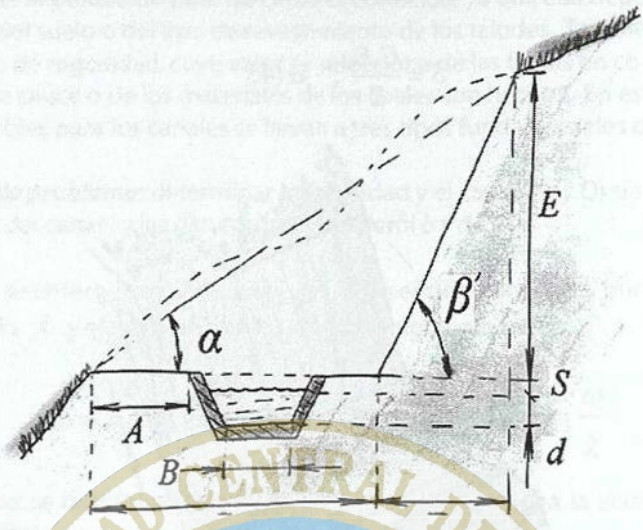


Figura 10.5. Corte frontal de ladera

Las curvas en los canales ofrecen resistencia al movimiento del agua, la cual se traduce en un aumento de altura (ver figura 10.6) y que puede ser superada por un aumento de pendiente con relación a la pendiente de los tramos rectilíneos. Generalmente el aumento de pendiente local es despreciable y puede ser determinada por la siguiente expresión:

$$j^1 = j\left(1+\frac{3}{4}\sqrt{\frac{a}{r}}\right)$$

Donde: a es el ancho del canal aguas arriba y r es el radio medio.

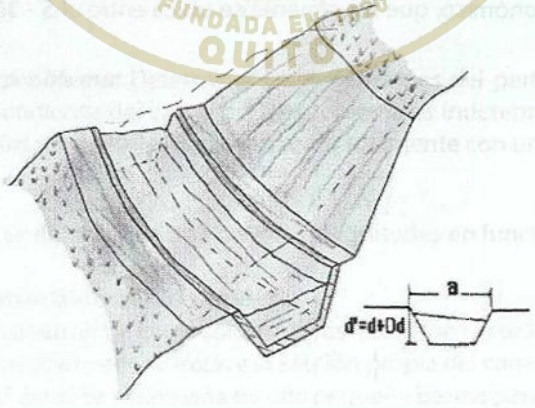


Figura 10.6. Canales en curvatura.

Otra opción para reducir los efectos de la curva es aumentar el ancho de los tramos curvos, de la siguiente forma.

$$A = a\sqrt{1+\frac{3}{4}\sqrt{\frac{a}{r}}}$$

Debido a la fuerza centrífuga provocada por el movimiento del agua en la curva se presenta una sobreelevación del nivel.

$$\Delta d = \frac{2{,}3\,V^2}{g}\log\left(1+\frac{B}{d-B/2}\right)$$

Donde: *V* es la velocidad media en la curva.

Tipos y revestimiento de canales

El canal que posee mayor capacidad de conducción es el de forma circular, sin embargo tanto la forma como su revestimiento está condicionado a las características técnico económicas del terreno y de cada proyecto en particular. En tal sentido una conducción por un canal puede variar en todo su trayecto, tal como se ilustra en la figura 10.7.

Aunque la inversión para el revestimiento del canal es relativamente elevada, ésta se justifica posteriormente con el mantenimiento y ahorro de agua, dado que permite entre otros: impermeabilizar y evitar la filtración, permitir una mayor velocidad evitando la erosión y reduciendo el coeficiente de rugosidad y evitar la acción de agentes atmosféricos, plantas y animales. Para revestir el canal se utilizan diferentes tipos de materiales, algunos de ellos son: hormigón, mortero, mampostería en piedra, ladrillo o terrocemento, revestimiento asfáltico con membrana enterrada, concreto asfáltico, tierra y tratamiento químico del terreno

Dimensionamiento del canal

Conocido el trazado del canal, se selecciona el tipo de material para su construcción; el tipo de material indica la velocidad máxima, permitida por la obra de conducción, esta se indica en la tabla 10.4.

- Se halla la sección requerida por medio de la expresión:

$$S = \frac{Q}{V}$$

Donde: Q es el caudal m^3/s y V es la velocidad m/s

- Se selecciona la forma de la sección.
- Con base en la forma de la sección se halla el ancho b y el tirante del canal d.
- De acuerdo con el tipo de suelo o material de revestimiento, en la tabla 10.4 se identifica el valor de la velocidad máxima permitida.

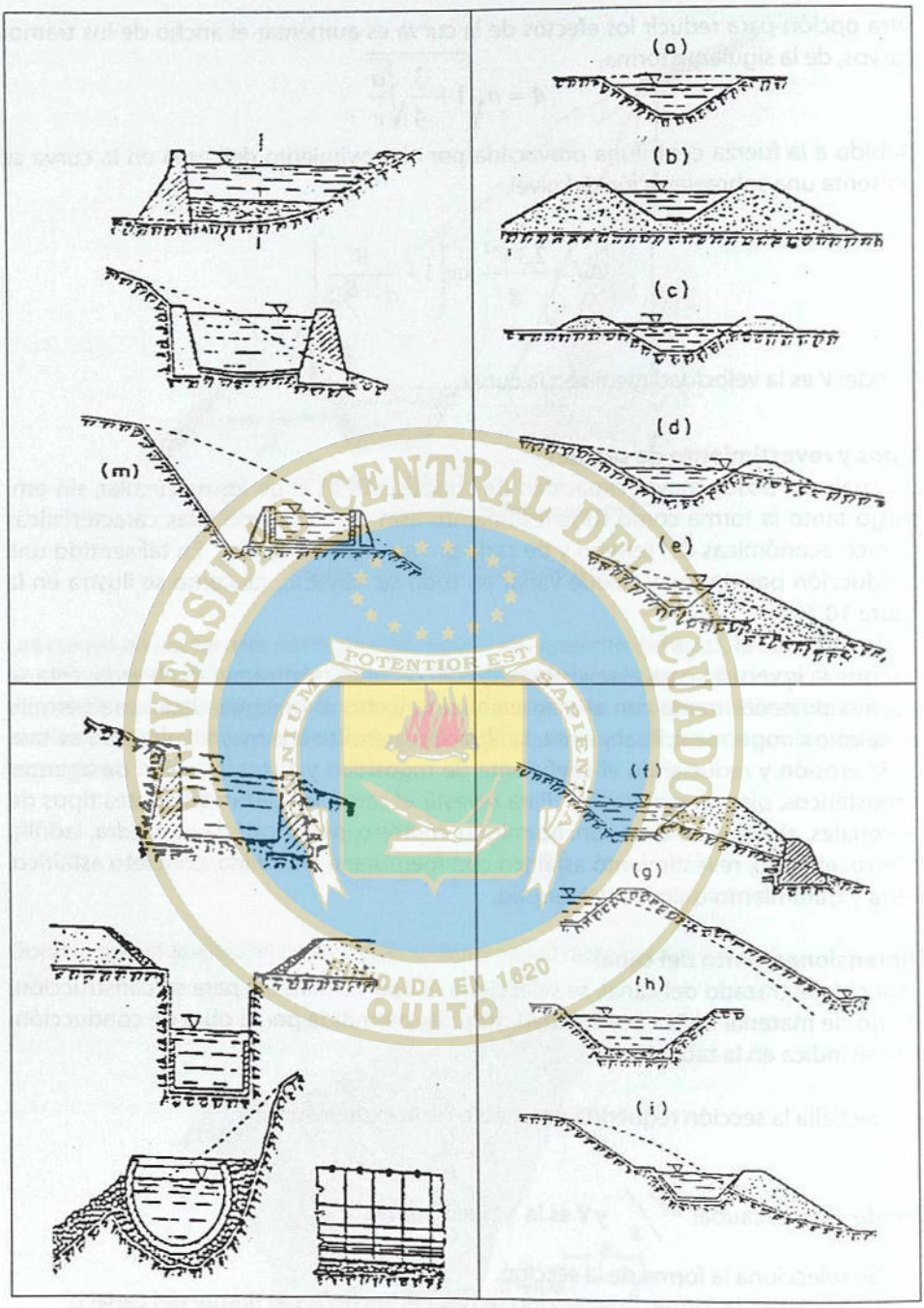


Figura 10.7. Tipos de canales.

Tabla 10.4. Límites de velocidad del agua en el canal según el tipo de suelo o de revestimiento

Tipo de suelo	V max. m/s	
	Agua limpia	Material en suspensión
Lodo	0,10	0,15
Barro suelto	0,15	0,20
Arena fina (0,02 - 0,2 mm)	0,30	0,40
Arena media (0,2 - 0,5 mm)	0,35	0,50
Lino arenoso (natural)	0,40	0,60
Arena gruesa (2 - 5 mm)	0,45	0,65
Grava muy arenosa	0,60	0,80
Limo compacto (natural)	0,70	1,00
Grava media (5 - 20 mm)	0,80	1,15
Tierra arcillosa grasosa (natural)	1,00	1,30
Grava gruesa, piedras (20 - 50 mm)	1,40	1,60
Piedras (50 - 75 mm)	1,70	1,80
Cantos rodados (75 - 100 mm)	1,90	2,00
Césped / prado, bien radicado	1,80	1,80
Tipo de revestimiento		
Concreto (materia en suspensión, mucha arena)	---	2,0
Concreto (agua sin arena)	4,0	
Mampostería con piedras sentadas y mortero	5,0	

- Se determina la gradiente del canal j.
- Se halla la velocidad real en el canal

Esta velocidad debe ser menor que la velocidad máxima permitida

$$V \langle Vmax$$

En caso contrario existen las siguientes opciones:

- Disminuir el gradiente del canal.
- Seleccionar otra forma de sección.
- Revestir el canal.
- Una vez se cumpla las condiciones mencionadas se determina la altura de seguridad.

$$S = j * L + H + C + 0{,}05$$

Donde: S es la altura de seguridad, j es la pendiente longitudinal del canal, L es la longitud entre aliviadores, H es la sobre elevación del agua, C es la altura de la onda de traslación y 0,05 es un incremento adicional en metros.

10.2. Túnel

El túnel es una obra de construcción subterránea (ver figura 10.8), que se excava siguiendo su eje; se utilizan en los siguientes casos:

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

- Cuando es más económico atravesar un macizo que trazar un canal por su contorno.
- Cuando la pendiente transversal del terreno es elevada (mayor de 45%) y el material no permite asegurar la estabilidad del canal.

Las características más relevantes de un túnel en una P.C.H. a filo de agua son:

- El túnel de conducción de una P.C.H. a filo de agua trabaja a presión atmosférica, simulando un canal abierto con una velocidad que oscila entre 1,5 y 2,5 m/seg.
- El túnel debe mantener la pendiente del canal, y seguir la distancia más corta, la cual se ve alterada por las condiciones topográficas, geológicas, y geomorfológicas del terreno.
- La forma de la sección de túnel debe ser tal que su área permita la circulación de caudal máximo y resista las presiones.
- Las presiones ejercidas sobre el túnel determinan la forma de su sección y el tipo de revestimiento.
- Los tipos de los túneles pueden ser de forma circular, herradura o baúl. La forma circular es la que garantiza el área óptima, pero es de difícil construcción, la forma de baúl es más sencilla de construir. La figura 10.8 nos ilustra las características de un túnel tipo baúl.



Figura 10.8. Conducción en túnel tipo baúl.

Las dimensiones de los túneles deben garantizar la facilidad de su construcción, algunos de estos valores son:

Ancho	Tipo de túnel
1,80 m	para sección baúl
2,00 m	para sección herradura
2,20 m	para sección circular

Área mojada

$$A = 0.5r^2\left(3.9462 + \frac{\pi.B}{90} + sin^2 p\right) = K_1 r^2$$

Donde: r es el radio de la bóveda, β es el ángulo con la horizontal que hace el radio que toca la intersección de la superficie del agua con la bóveda y α es el calado de agua.

Perímetro mojado

$$p = r\left(3.785 + \frac{\pi.B}{90}\right) = K_2 r$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{p} = \frac{K_1 r^2}{K_2 r}$$

Caudal

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} j^{1/2}$$

De igual forma se puede obtener las ecuaciones para otras formas de sección.

10.3. El aliviadero

El derrumbe de una ladera en una conducción abierta puede obstruir totalmente el flujo, lo que ocasiona que el caudal empiece a represarse en ese lugar, aumentando el nivel hasta que en un momento dado se desborda sobre el labio del canal. El desbordamiento del caudal del canal genera erosión intensiva y una rápida destrucción de un buen tramo del mismo, que por lo general es muy costosa su reparación. De igual forma el daño u obstrucción de los pasos de aguas lluvias, hace que gran parte de las aguas que escurren por la ladera entren en el canal aumentando considerablemente el caudal y consecuentemente se desborden por encima de las paredes del canal. Una manera de evitar los caudales de exceso es recubrir totalmente el canal o construir una obra de seguridad que permita verter las aguas de exceso al afluente. Estas son "aliviaderos" en forma de vertederos laterales o sifones, ubicados en una de las márgenes del canal (ver figura 10.19).

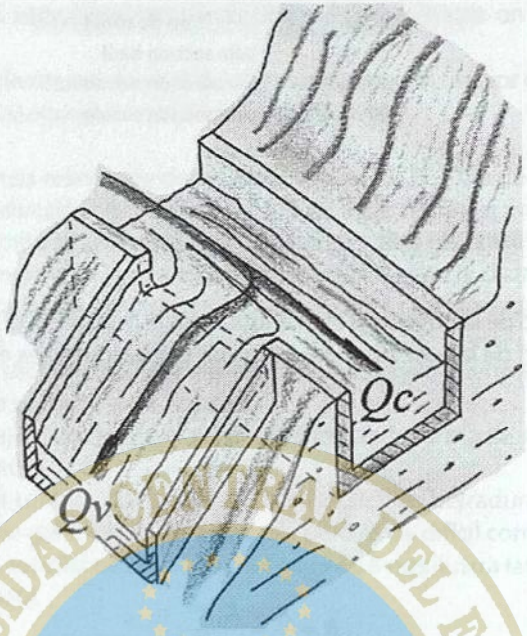


Figura 10.9. Obra de aliviadero.

El aliviadero es un vertedero lateral en el canal, con una cresta unos pocos centímetros por encima del nivel normal del agua. El agua de exceso ***Qv*** hace que el nivel en el canal llegue hasta la cresta del vertedero, el cual está acompañado de un canal de recolección que retorna este caudal al fluente. El canal tiene estructuras para reducir la velocidad del caudal, algunas de ellas son: rápidas, sucesión de colectores de agua, deflectores parabólicos y otros.

La obra del aliviadero se aprovecha también para instalar en ella, dos compuertas, una frontal que interrumpe el paso del caudal en caso de que sea necesario y una lateral que lo vierte en el canal recolector.

El aliviadero es una obra de ejes paralelo al canal, que se dimensiona como un aliviadero de cresta frontal cuando se presenta un derrumbe.

La ecuación de Chezy - Manning indica que la velocidad en flujo uniforme equivale:

$$V = C\sqrt{Rj} = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

Donde el caudal es:

$$Q = A * V$$

reemplazando:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} A$$

Donde: ***R*** es el radio hidráulico es $R = A/P$, ***A*** es el área mojada y ***P*** es el perímetro mojado.

Suponiendo un canal trapezoidal, el perímetro mojado es:

$$P = b + 2d\sqrt{1+m^2}$$

Sustituyendo las expresiones anteriores en **Q**, obtenemos las siguientes expresiones:

$$\frac{Qn}{j^{\frac{1}{2}}d^{\frac{8}{3}}} = \frac{\left(b/d + m\right)^{5/3}}{\left(b/d + 2\sqrt{1+m^2}\right)^{2/3}} = K$$

$$\frac{Qn}{j^{\frac{1}{2}}b^{\frac{8}{3}}} = \frac{\left(d/b + m\left(d/b\right)^2\right)^{5/3}}{\left(1 + 2\,d/b \cdot \sqrt{1+m^2}\right)^{2/3}} = K^1$$

Cuando el aliviadero vierte aguas de exceso producto de aguas lluvias o por entrada de la creciente en la bocatoma, entonces el aliviadero se dimensiona como un vertedero lateral.

El profesor F. J. Domínguez recomienda el siguiente procedimiento:
La energía específica a lo largo de la cresta del vertedero es constante

$$E = d + Q^2/2gA^2 = const.$$

Diferenciando,

$$dE = db + \frac{Qdq}{gA^2} - \frac{QdA^2}{gA^2} = 0$$

reemplazando el valor,

$$dA = Bdd$$

y despejando:

$$dd = \frac{Qdq}{gA^2\left[\frac{Q^2B}{gA^3} - 1\right]}$$

Donde el parámetro de cineticidad $\frac{Q^2B}{gA^3} = F^2$

o sea que:

$$dd = \frac{Qdq}{gA^2\left(F^2 - 1\right)}$$

Por lo tanto, el signo de *dd* depende solo de la relación entre la velocidad normal y la crítica.

En régimen subcrítico *F<1*, como el caudal disminuye a lo largo del vertedero *dQ<O*. Por lo tanto *dd > 0* , o sea que la altura del agua a lo largo del vertedero aumenta. La superficie del agua es curva, pero como la curvatura es pequeña podemos asumir que la variación es lineal. Entonces, llamando H_1 a la carga al principio del vertedero, H_2 a la carga al final y ***b*** a la longitud del vertedero, tendremos que a una distancia ***x***

$$Hx = H_1 + \frac{H_2 - H_1}{b} x$$

El caudal que sale por un ancho dx en un vertedero es:

$$dQ = MHx^{3/2} dx$$

Donde ***M*** es un coeficiente según la cresta del vertedero.

El caudal total se obtiene integrando en la ecuación de caudal para un vertedero por ***dx*** entre ***0*** y ***b***, y asumiendo que la variación de ***M*** con respecto a ***H*** es insignificante.

$$Q = \frac{2}{5} M \left[H_1 + \frac{H_2 - H_1}{b} X \right]^{5/2} \frac{b}{H_2 - H_1}$$

$$Q = \frac{2}{5} Mb \frac{H_2^{5/2} - H_1^{5/2}}{H_2 - H_1}$$

Si $K = H_2/H_1$, la expresión anterior se reduce a

$$Q = \frac{2}{5} Mb \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K} H_2^{3/2} = CMbH_2^{3/2}$$

O sea que el vertedero lateral se comporta como frontal afectado por un coeficiente de corrección "***C***".

$$C = 0.4 \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

El caudal que se vierte por el vertedero equivale a:

$$Q = CMbH_2^{3/2}$$

Donde: ***C*** es un coeficiente de corrección, ***M*** es un coeficiente según la forma del vertedero, ***b*** es el ancho del vertedero y ***H*** es la carga.

Para cada uno de los tipos de crestas se tienen los siguientes coeficientes de ***M***:

- Vertedero de cresta delgada. Un vertedero se considera de cresta delgada, cuando la relación entre su grueso ***e*** y su carga ***H*** se mantienen en la siguiente relación:

$$\frac{H}{e} \rangle 1.5$$

El coeficiente **M** para un vertedero de cresta delgada puede tener el siguiente valor:

$$M = 0.64$$

- Vertederos de cresta gruesa de cantos vivos:  M = 0.49 - 051
- Vertederos de cresta gruesa de cantos redondeados:  M = 0.50 - 0. 55
- Vertederos redondeado:  M = 0.70 - 0.75
- Vertedero en forma de tejado:  M = 0.79

O se pueden tomar las siguientes expresiones:

- Según ***KONOVALOV***:

$$M = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + Y_1}\right] * \left[1 + 0.285\left(\frac{H}{H + Y_1}\right)^2\right] * \sqrt{2g}$$

- Según ***BAZIN***:

$$M = \left[1.794 + \frac{0.0133}{H_1}\right] * \left[1 + 0.5\left(\frac{H}{H + Y_1}\right)^2\right] * \sqrt{2g}$$

Dimensionamiento

Conociendo los siguientes parámetros del canal:
Tipo de canal.

- b Ancho del canal
- d Calado del canal.
- n Coeficiente de rugosidad del canal.
- j Gradiente del canal.
- m Talud del canal.
- Qd Caudal de diseño
- Qv Caudal del vertedero
- Q_T Caudal captado.

Procedimiento:

El caudal que se desea verter Q_v equivale a (ver gráfica 10.10.):

$$Q_v = Q_t - Q_d$$

Donde: *Qv* es el caudal a verter, Q_t es el caudal total captado y Q_d es el caudal de diseño.

El caso más crítico se presenta por obstrucción del canal, en ese caso el caudal a verter es igual al captado.

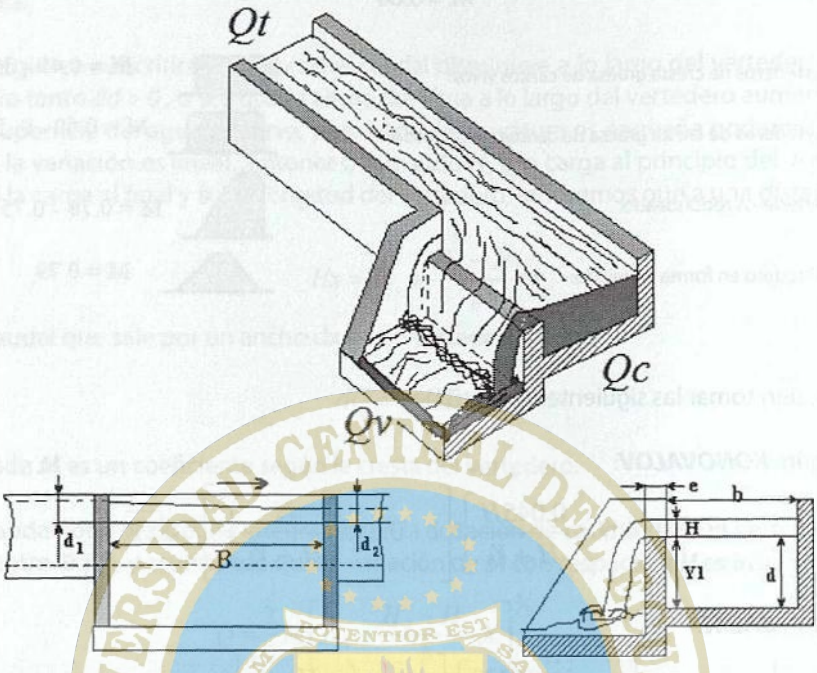


Figura 10.10. Medidas de un aliviadero de cresta gruesa.

Con base en la ecuación de Manning obtenemos el calado después del vertedero d_2'.

$$d_2 = b*K'$$

Donde la constante K' en función de d/b equivale a:

$$K^1 = \frac{Q*n}{J^{1/2}b^{8/3}} = \frac{\left(\frac{d}{b} + m\left(\frac{d}{b}\right)^2\right)^{5/3}}{\left(1+2\frac{d}{b}\sqrt{1+m^2}\right)^{2/3}}$$

Se determina el área después del vertedero A_2

$$A_2 = d_2 * b$$

Se halla la velocidad del caudal después del vertedero V_v

$$Vv = \frac{Qv}{A_2}$$

Se determina la energía específica, a lo largo del vertedero

$$E = d_2 + \frac{V_v^2}{2g}$$

Despejamos el calado al comienzo del vertedero d_1 de la siguiente expresión:

$$E = d_1 + \frac{Q_T^2}{2gb^2 d_1^2}$$

Tenemos entonces que la carga al inicio del vertedero H_1 y final H_2, son:

$$H_1 = d_1 - d\ ;\ H_2 = d_2 - d$$

Donde K y C, equivalen a: $K = {H_1}/{H_2}$; $C = \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$

De la ecuación del vertedero se determina su ancho.

$$Qv = CMBH_2^{3/2}\ ;\ B = \frac{Qv}{CMH_2^{3/2}}$$

Una ilustración de las medidas de un vertedero de cresta gruesa se muestra en la figura 10.10.

10.4. Obras especiales

Entre las obras especiales, que protegen el canal o facilitan su trazado se encuentran: acueductos, rellenos, sifones y paso de aguas lluvias.

Acueductos.
Son puentes que conducen el caudal a presión atmosférica sobre una depresión; la conducción sobre la depresión puede ser una prolongación del canal o una tubería; una ilustración se observa en la figura 10.11.

En algunos casos estos puentes pueden ser colgantes y sostienen una tubería de conducción.

Los elementos que componen el viaducto son:
- Transición de entrada.
- Canal o conducto.
- Transición de salida.
- Estructuras de apoyo.

Constructivamente el canal que pasa por el acueducto aumenta un poco la pendiente con el fin de reducir la sección y disminuir costos.

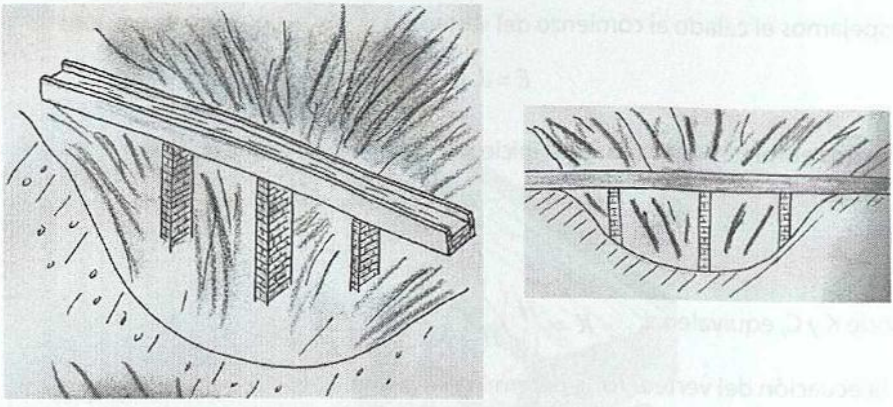


Figura 10.11. Acueducto.

Sifón

Los sifones permiten llevar la conducción a través de depresiones en el terreno por medio de tuberías que siguen el talud, ellas suelen trabajar a presiones mayores que la atmosférica. (Ver figura 10.12).



Figura 10.12. Sifón.

Los elementos que componen el sifón son: transición de entrada, tubería y la transición de salida.

Rellenos

Un relleno es una estructura de tierra compacta que permite la conducción del caudal a través de un terreno quebrado. El relleno es una obra hecha en materiales locales que cierra la sección del terreno quebrado, elevando el nivel en el sitio hasta el nivel de

la conducción; la cual se realiza en este tramo con un canal de concreto, que mantiene la pendiente inicial. La figura 10.13. ilustra un relleno.

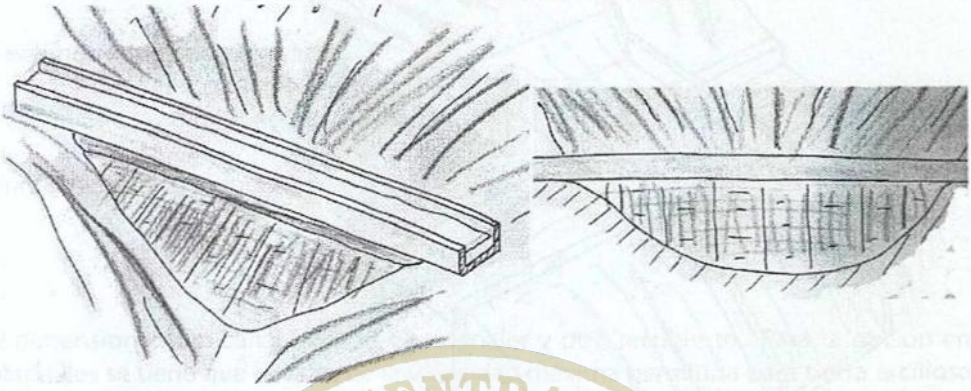


Figura 10.13. Relleno.

Los elementos que componen el relleno son: transición de entrada, canal, transición de salida y el relleno.

La selección entre las tres estructuras se basa en consideraciones constructivas y económicas. En general, el costo del acueducto es directamente proporcional a su longitud, el costo del sifón es proporcional a su diámetro y el costo del relleno es proporcional a su volumen y su volumen es proporcional al cuadrado de su altura.

Paso de aguas lluvias

Un canal abierto ubicado a media ladera las aguas lluvias pueden afectarlo, incrementando su caudal, y agregándole sedimentos. Para evitar esto, se construyen acequías de recolección o cunetas de coronación que recogen las aguas lluvias, ubicadas en lugares apropiados que las hacen pasar preferiblemente por encima del canal (ver figura 10.14.)

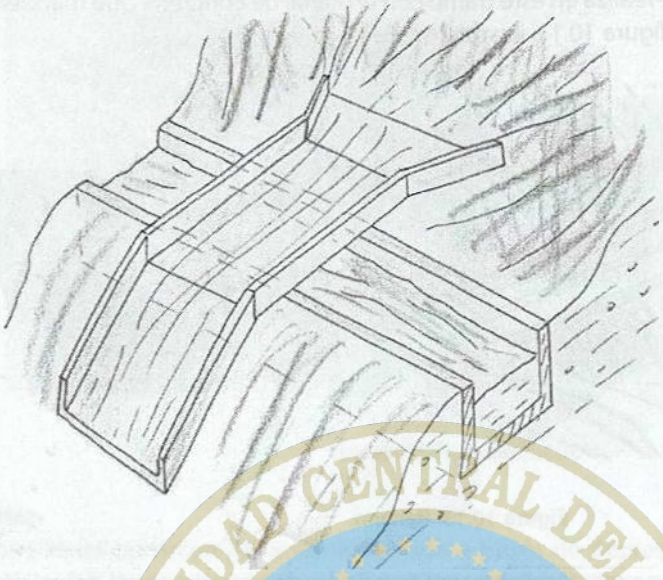


Figura 10.14. Paso de aguas lluvias.

Ejemplo

Para nuestro proyecto se dimensionará una conducción abierta y un túnel; la cual debe atravesar un terreno arcilloso. Para la conducción abierta se proponen varias opciones, una de ellas es una canal trapezoidal sin revestimiento o con revestimiento y la segunda es rectangular.

Para el dimensionamiento de la conducción se le aumentará al caudal de diseño en un porcentaje igual al aumento en las dimensiones de la bocatoma. Este porcentaje en nuestro caso fue de veinte por ciento (20 %).

El caudal de dimensionamiento es de:

$$Q'_d = 1.2 * Q_d = 0.36\ m^3/s$$

Se elige la velocidad de conducción igual a:

$$V = 1.0\ m/s$$

La sección requerida para estas condiciones es de:

$$A = \frac{0.36}{1.0} = 0.36\ m^2$$

Canal trapezoidal.

El ancho b y el tirante del canal d, son iguales a:

$$b = 0.87\sqrt{A} = 0.87\sqrt{0.36} = 0.522\ m$$
$$d = 0.75984\sqrt{A} = 0.75984\sqrt{0.36} = 0.456\ m$$

El perímetro mojado es igual a:

$$P = 0.522 + 2 * 0.456\sqrt{1 + \left(1/\sqrt{3}\right)^2} = 1.575\ m$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{0.36}{1.575}\ 0.228\ m$$

Se dimensionará un canal hecho en materiales y otro recubierto. Para la opción en materiales se tiene que el valor de la velocidad máxima permitida para tierra arcillosa es de:

$$Vmax = 1.0\ m^3/s$$

Se conoce que el coeficiente **n** para un canal no revestido en buen estado es de:

$$n = 0.0225$$

Se selecciona un gradiente para el canal **j** igual a:

$$J = 0.0026$$

Se halla la velocidad real en el canal,

$$\sigma_f = \frac{Mmax}{W}\ (Kgf/cm^2)$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, esto indica que las dimensiones del canal trapezoidal no revestido son las adecuadas.

$$V < Vmax$$

El canal trapezoidal revestido en concreto tiene una velocidad máxima permitida de:

$$Vmax = 4.0\ m^3/s$$

Se conoce que el coeficiente **n** para un canal revestido en hormigón alisado es de:

$$n = 0.012$$

Se selecciona un gradiente para el canal **j** igual a:

$$J = 0.016$$

Se halla la velocidad real en el canal,

$$V = \frac{1}{0.012} * 0.228^{2/3} * 0.016^{1/2} = 3.93\ m/s$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, esto indica que las dimensiones del canal trapezoidal revestido son las adecuadas.

$$V \langle Vmax$$

Canal rectangular.
El ancho b y el tirante del canal d, son iguales a:

$$d = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{0.36}{2}} = 0.424\ m$$

$$b = 2 * d = 2 * 0.424 = 0.848\ m$$

El perímetro mojado es igual a:

$$P = 0.848 + 2 * 0.424 = 1.697\ m$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{0.36}{1.697} 0.212\ m$$

Este canal se dimensionará recubierto en hormigón y tendrá una velocidad máxima permitida de:

$$Vmax = 4.0\ m^3/s$$

Se conoce que el coeficiente **n** para un canal revestido en hormigón liso es de:

$$n = 0.012$$

Se selecciona un gradiente para el canal **j** igual a:

$$J = 0.018$$

Se halla la velocidad real en el canal,

$$V = \frac{1}{0.012} * 0.212^{2/3} * 0.018^{1/2} = 3.97\ m/s$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, esto indica que las dimensiones del canal son las adecuadas.

$$V \langle Vmax$$

El diseñador indicará la opción que económicamente es más atractiva y técnicamente no presenta fallas geológicas.

Túnel
Él túnel de conducción llevará las aguas a través de la montaña, con el fin de ganar una mayor caída y se empalmará con el canal rectangular.
El túnel es de tipo baúl y tiene las siguientes características:

- Tiene una velocidad de conducción igual a:

$$V = 1.5\ m/s$$

- El túnel estará totalmente revestido en hormigón y tendrá una velocidad máxima permitida de:

$$Vmax = 4.0\ m^3/s$$

Se conoce que el coeficiente **n** para una conducción revestida en hormigón liso es de:

$$n = 0.012$$

Se selecciona un gradiente para el canal **j** igual a:

$$J = 0.010$$

Dado que el túnel será una continuación del canal trapezoidal, su ancho **B** es igual al ancho del canal.

$$B = b = 0.848\ m$$

Dado que:

$$B = 2*r$$

Se tiene que el radio de la bóveda es igual a:

$$r = 0.424\ m$$

La sección requerida para estas condiciones es de: $A = \frac{0.36}{1.5} = 0.24\ m^2$

Conocidos la sección y el radio de la bóveda se halla la constante K_1.

$$K_1 = \frac{0.2}{0.424^2} = 1.335$$

El perímetro mojado es igual a:

$$P = 0.424 * \left(3.785 + \frac{\pi * 0.848}{90}\right) = 1.617\ m$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{0.24}{1617} = 0.148\ m$$

Se halla la velocidad real en el túnel.

$$V = \frac{1}{0.012} * 0.148^{2/3} * 0.010^{1/2} = 2.3\ \ m/s$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, esto indica que las dimensiones del túnel son las adecuadas. Sin embargo su construcción es un tanto difícil, por tal motivo el diseñador decidirá si aumenta estas dimensiones o no lo construye.

Aliviadero

El aliviadero es una obra de seguridad, que se encarga de verter las aguas de exceso, que se suelen presentarse por una demanda baja y en un caso crítico por obstrucción de la conducción. Una forma de no instalar vertederos en la conducción es revestirla totalmente, la cual puede ser más costosa o instalarlos en los lugares que por efecto de la pendiente del terreno se pueden presentar deslizamientos o geológicamente son inestables.

En nuestro ejemplo supondremos que el canal es rectangular y no es recubierto, en tal caso colocaremos tres (3) aliviaderos en los lugares inestables y sin falta uno en la entrada al túnel. Para el dimensionamiento optaremos por la variable crítica, que es la obstrucción total de la conducción en cualquier tramo en que se encuentran los aliviaderos.

El caudal que se requiere verter es igual al captado.

$$Qv = 0.36\ m^3/s$$

El aliviadero tendrá una cresta redondeada lo cual indica que el coeficiente **M** es igual a:

$$M = 0.70 - 0.75$$

Se toma un valor de:

$$M = 0.70$$

En este caso crítico en aliviadero se comporta como un vertedero frontal, cuyo caudal vertido equivale a:

$$Qv = \frac{2}{3} * M * B * \sqrt{2 * g} * H^{3/2}$$

Donde: *B* es el ancho del aliviadero y *H* es la altura del vertedero.

La selección de su ancho y altura se realiza de acuerdo con las condiciones del terreno, previendo que su ancho debe ser considerablemente mayor que su altura. Bajo estas consideraciones se tiene que el vertedero tiene las siguientes características:

$$B = 2.0\ m \text{ y } H = 0.19\ m$$

Altura de seguridad

Para determinar la altura de seguridad suponemos que la conducción tiene una longitud de tres (3) kilómetros y cada uno de los aliviaderos están distanciados 500 metros, despreciando la onda de traslación **C,** se tiene que la altura de seguridad es igual a:

$$S = 0.018 * 500 + 0.19 + 0.05 = 9.24\ m$$

Esta altura es considerable, lo cual indica que se debe reducir la pendiente de la conducción para garantizar un mejor funcionamiento de la planta y reducir las pérdidas de altura debidas a la pendiente.

Nuestro ejemplo lo continuaremos con una pendiente de:

$$J = 5*10^{-4}$$

La cual nos da una velocidad aceptable para nuestro proyecto, igual a:

$$V = 0.662\ m/s$$

Ejemplo

Una canal trapezoidal con revestimiento de piedras, cuya pendiente es *j= 0,0008* tiene las siguientes dimensiones: *b = 2,0 m; d = 1,5 m* y *m = 1.0*. Se requiere determinar el caudal *Q*.

Solución: la sección viva ω (sección transversal húmeda), el perímetro mojado χ y el radio hidráulico R, son iguales a:

$$\omega = b\,d + m\,d^2 = 5.25\ m^2$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 6.23\ m$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = 0.84\ m$$

Para un canal con revestimiento de piedras, según Bazin: γ = 0,85 (ver tabla 10.2.). El coeficiente de Chezy es igual a:

$$C = \frac{87}{1 - \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = 45.2$$

El caudal es igual a:

$$Q = W\ C\sqrt{R\,j} = 6.15\ m^3/s$$

Ejemplo

Por una conducción abierta de madera con un ancho de fondo b = 0,8 m, se debe conducir un caudal de Q = 1,5 m3/s, a una profundidad d = 0,6 m.
Se requiere determinar la pendiente del cauce y el radio hidráulico.

Solución: la sección viva ω (sección transversal húmeda), el perímetro mojado χ y el radio hidráulico R, son iguales a:

$$\omega = b\,d = 0.48\ m^2$$

$$\chi = b + 2d = 2.0\ m$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = 0.24\ m$$

Para un canal con revestimiento de piedras, según Manning: n = 0,012 (ver tabla 10.1.). El coeficiente de Chezy es igual a:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = 66$$

La pendientes igual a:

$$j = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = 0.0093 = 9.3\ \%$$

Ejemplo

Una canal trapezoidal de tierra $n = 0{,}0225$, cuya pendiente es $j = 0{,}0015$ conduce un caudal de $Q = 6{,}0\ m^3/s$ tiene una pendiente en las paredes del canal de $m = 1{,}5$. Se requiere determinar la profundidad y el ancho.
Solución: este problema se puede resolver en una forma grafo analítica. Para ello se tomará la magnitud de la profundidad en función de fondo del canal y en un siguiente paso se dará la magnitud del fondo del canal en función de la profundidad.

Para la primera solución, se toma la magnitud de la profundidad constante e igual a: $d = 1.0\ m$ y el fondo del canal, varía en la siguiente proporción:

$$b = K\,d$$

Con base en esta relación se determinan los valores de la sección viva ω (sección transversal húmeda), el perímetro mojado χ, el radio hidráulico R y el coeficiente de Chezy según Manning.

El resultado es una gráfica de caudal en función de la magnitud del fondo del canal. Este resultado se indica en la figura 10.15.

Además de la solución grafo analítica, este problema se puede resolver siguiendo el procedimiento matemático descrito en el primer tipo de problema; considerando que el fondo del canal tiene una magnitud constante e igual a: $b = 1.0\ m$ y su profundidad varía en la siguiente proporción:

$$d = K\,b$$

El resultado es una gráfica de caudal en función de la magnitud de la profundidad del canal. Este resultado se indica en la figura 10.16.

Al comparar los resultados grafo analíticos de las figuras 10.15 y 10.16, se observan que la segunda solución exige un menor área para conducir el caudal exigido de $Q = 6{,}0\ m^3/s$. Los resultados de las dos soluciones se indican en las respectivas figuras y en la tabla 10.5.

Tabla 10.5. Dimensiones para un canal de conducción trapezoidal.

Solución	Fondo b (m)	Profundidad d (m)
Primer solución	1.0	3.0
Segunda solución	1.8	1.0

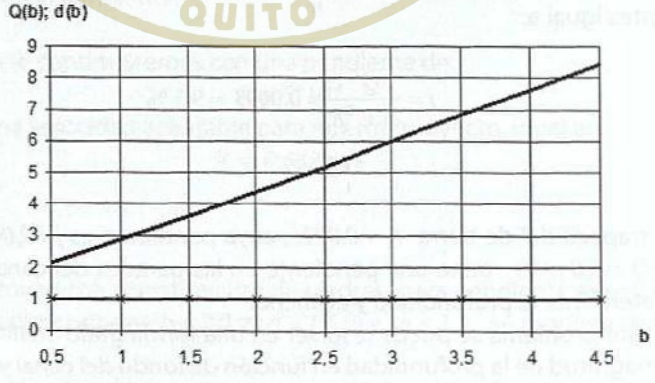


Figura 10.15. Solución grafo analítica para determinar las dimensiones del canal en función del ancho del fondo.

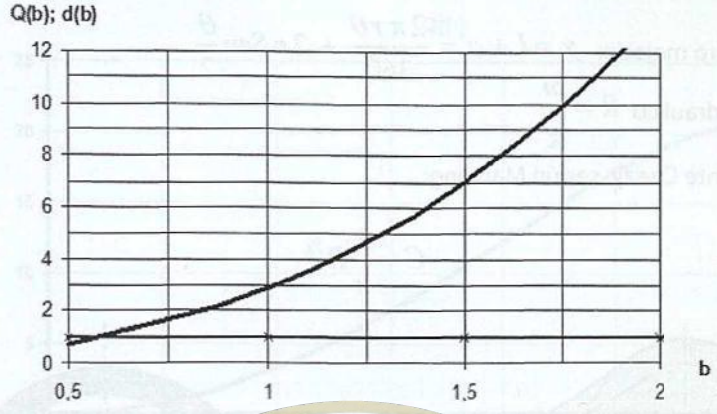


Figura 10.16. Solución grafo analítica para determinar las dimensiones del canal en función del calado.

Ejemplo

Una canal circular de radio $r = 1.5\ m$ de concreto $n = 0{,}011$, tiene una pendiente de $j = 0{,}0015$. Se requiere determinar la capacidad de transportar caudal en función hasta llegar a estar parcialmente lleno.

Solución: el canal de sección circular tiene las características indicadas en la figura 10.17. Donde: R es el radio de circulo, S es la sección del área del sector correspondiente al ángulo θ, l es la longitud del arco y a es la cuerda correspondiente al ángulo θ y h es la flecha del segmento.

Los parámetros de canal circular se determinan de la siguiente manera:

sección del área del sector: $W = \dfrac{\pi r^2 \theta}{360}$

la longitud del arco $l = \dfrac{2\pi r \theta}{360}$

la cuerda $a = 2r\,Sen\dfrac{\theta}{2}$

la flecha del segmento $h = r * \left(1 - Cos\dfrac{\theta}{2}\right)$

La sección viva corresponde a la diferencia entre la sección del área del sector y el

triángulo (0bc): $\omega = W - W_{(abc)} = \dfrac{\pi r^2 \theta}{360} - \dfrac{(r-h)}{2}a$

el perímetro mojado: $\chi = l + a = \frac{2\pi r\theta}{360} + 2r\,Sen\frac{\theta}{2}$

el radio hidráulico $R = \frac{\omega}{\chi}$

El coeficiente Chezy según Manning:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

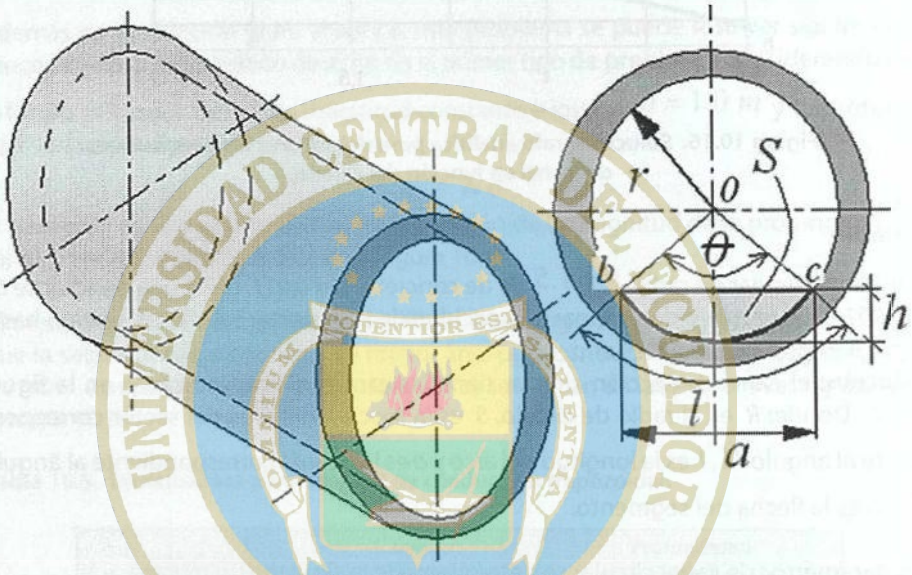


Figura 10.17. Canal circular.

Luego se puede determinar el caudal:

$$Q = W\,C\sqrt{R\,j} = Q(h)$$

El resultado es una gráfica de caudal en función de la magnitud de la profundidad. Este resultado se indica en la figura 10.18.

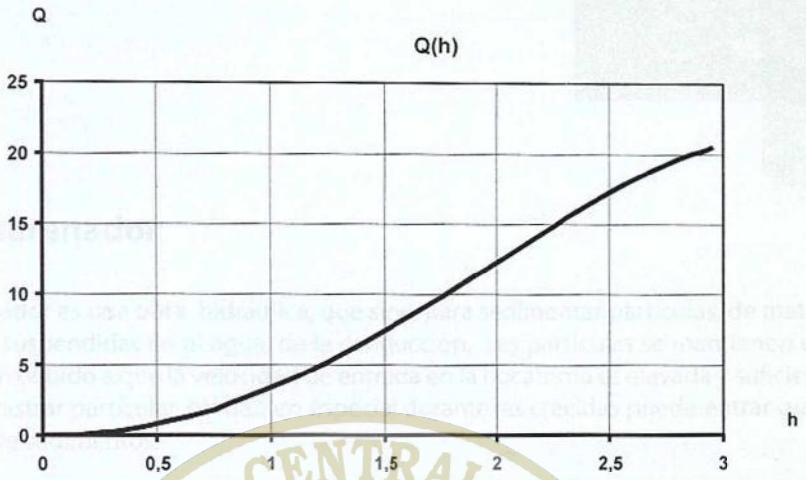
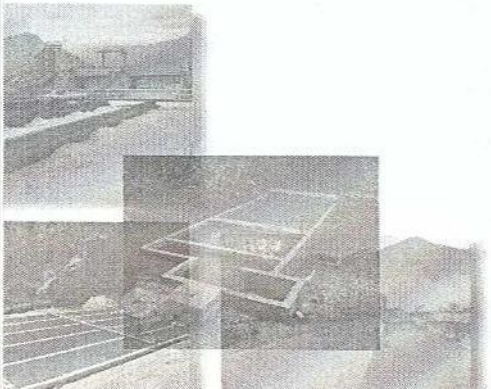
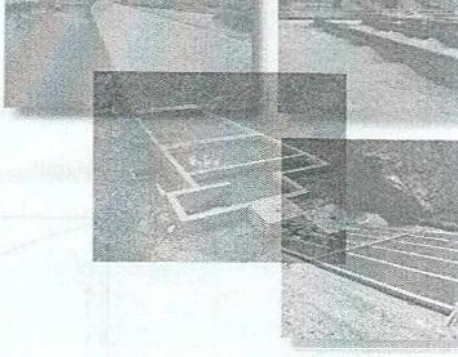


Figura 10.18. Capacidad de un canal parcialmente lleno de transportar caudal en función de la profundidad.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





11. Desarenador

El desarenador es una obra hidráulica, que sirve para sedimentar partículas, de material sólido suspendidas en el agua, de la conducción. Las partículas se mantienen en suspensión debido a que la velocidad de entrada en la bocatoma es elevada y suficiente para arrastrar partículas sólidas; en especial durante las crecidas puede entrar gran cantidad de sedimentos.

El volumen de sólidos durante las crecientes para ríos de montaña es aproximadamente del (4-6)% el volumen de caudal y en ríos de llanura de (0.2-1.0)%.

Al no disponer de esta obra genera daños en las obras, algunos de ellos son:

- Disminución de la sección de la conducción (canal) por sedimentación; esto con lleva a aumentar el mantenimiento de la obra.
- Disminución de la capacidad del tanque de carga por acumulación de material sólido, debido a la sedimentación, ocasionada por la baja velocidad existente en ésta obra.
- Cuando mayor es la velocidad de las partículas, estas desgastan más rápidamente la tubería y las turbinas, disminuyendo considerablemente su vida útil.

El propósito del desarenador consiste en eliminar partículas de material sólido suspendidas en el agua de la conducción. Estas están suspendidas en la conducción por la velocidad del agua, para que ellas se decanten se disminuye su velocidad, por tal motivo el desarenador para cumplir con su propósito dispone de una mayor área (sección); por ello debe cumplir con la siguiente expresión:

$$Q = A_c * V_c = A_d * V_d$$

Donde: Q es el caudal (constante), A_c es el área del canal, V_c es la velocidad del agua en el canal, A_d es el área del desarenador y V_d es l velocidad del desarenador.

En tal sentido para que las partículas se sedimenten se requiere disminuir la velocidad del agua en el desarenador y obviamente aumentar el área de este. Además es necesario que la velocidad del agua en el canal no sea baja para que las partículas no se decanten en él.

El proceso de decantación se ilustra en la figura 11.1 y consiste en disminuir la velocidad de la partícula para que ella se sedimente en la longitud del desarenador.

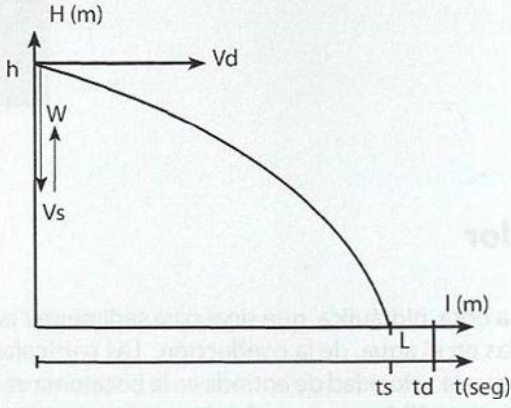


Figura 11.1. Proceso de sedimentación. Donde: V_d es la velocidad horizontal de la corriente en la cámara de sedimentación, V_s es la velocidad vertical de sedimentación, W es el empuje ascensional dinámico, debido a turbulencias, H es la altura de la cámara, L es la longitud de la cámara, t_s es el tiempo de sedimentación y t_d es el tiempo de desplazamiento

La velocidad horizontal de la corriente en la cámara de sedimentación no debe ser superior a 0,5 m/s., dado que con velocidades superiores las partículas no pueden detenerse en una superficie lisa como lo es el fondo del desarenador. Sin embargo Dubuat propone las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

Para arcilla 0.081 m/s.
Para arena fina 0.16 m/s.
Para arena gruesa 0.216 m/s.

Esto indica que la velocidad horizontal en la cámara de sedimentación ***Vd*** oscila entre (0.1 - 0.4) m/s. y la profundidad media entre (1,5 – 4,0) metros.

La velocidad de sedimentación ***Vs*** representa la velocidad con que cae la partícula por influencia de la fuerza de gravedad. Según Arkhangalski la velocidad de sedimentación para diferentes diámetros de partículas están dados en la tabla 11.1.

Para pequeñas centrales hidroeléctricas el diámetro máximo de partículas admitido según su caída, es de:

$Dlim = (0.2\ 0.5\ mm)$ $h < 10\ mt$ (baja caída)
$Dlim = (0.1\ 0.2\ mm)$ $h < 100\ mt$ (media caída)
$Dlim = (0.01\ 0.05\ mm)$ $h \geq 100\ mt$ (alta caída)

Tabla 11.1. Velocidades de Sedimentación de las partículas sólidas en suspensión de acuerdo a su tamaño dadas por Arkhangelski (1935).

d (mm)	Vs (cm/s).	d (mm)	Vs (cm/s).
0.05	0.178	0.50	5.40
0.10	0.692	0.55	5.94
0.15	1.560	0.60	6.48
0.20	2.160	0.70	7.32
0.25	2.700	0.80	8.07
0.30	3.240	1.00	9.44
0.35	3.78	2.00	15.39
0.40	4.32	3.00	19.25
0.45	4.86	5.00	24.90

El fondo de la cámara se cubre de sedimentos, generando una superficie rugosa, la cual origina turbulencias, es decir, corrientes transversales, que causan un empuje ascensional dinámico.

El empuje ascensional dinámico ***W***, según Sokolov, equivale a:

$$W = 0{,}152\ Vs$$

El buen funcionamiento del desarenador se relaciona con los tiempos de sedimentación ***ts*** y el tiempo de decantación ***td*** de la partícula, donde se requiere como mínimo se cumpla que:

$$t_d \geq t_s$$

El tiempo de decantación, es el tiempo que demora la partícula en recorrer la longitud de la cámara ***L*** hasta llegar al fondo, equivale a:

$$t_s = \frac{h}{Vs'}$$

Donde: ***L*** es la longitud efectiva de la cámara de sedimentación y V_d es la velocidad horizontal.

El tiempo de sedimentación es el tiempo que demora la partícula en llegar al fondo de la cámara, equivale a: $t_s = \frac{h}{Vs'}$

Donde: V'_s es la velocidad efectiva de sedimentación, que es igual a:

$$V'_s = V_s - W$$

Al igualar los tiempos de sedimentación y decantación se obtiene que la longitud mínima del desarenador equivale a:

$$L = \frac{Vd.*h}{Vs^1} = \frac{Vd*h}{Vs - W}$$

Es fundamental asegurar una distribución uniforme de velocidades en las distintas secciones transversales y longitudes dentro de la cámara de sedimentación como se ilustra en la figura 11.2. El éxito en la solución de este problema se refleja tanto en la economía de la construcción como en la disminución de pérdidas hidráulicas en el desarenador. Esto se logra con una transición de entrada que une el canal con el desarenador, esta también se puede encontrar al final uniendo el desarenador con el canal, o posiblemente no se encuentre, si este dispone de un vertedero.

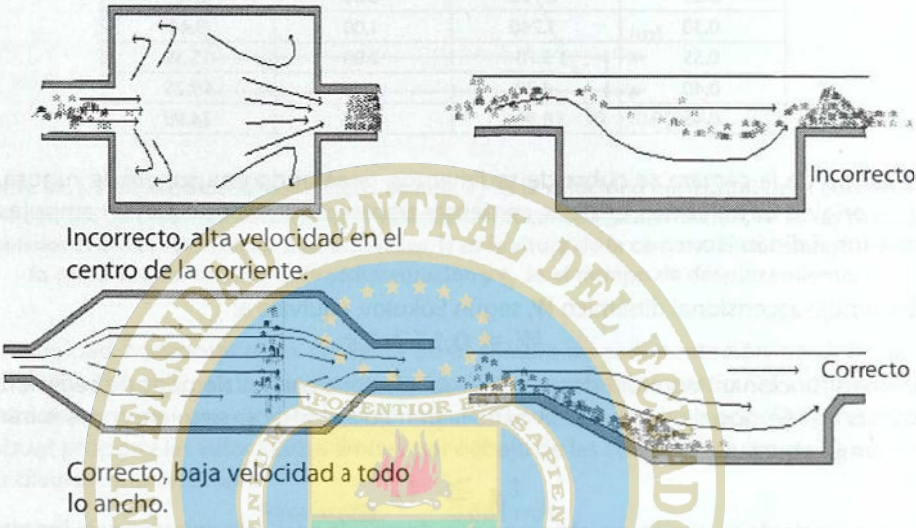


Figura 11.2. Depósito de materiales en dos desarenadores diferentes.

Por esto la transición debe tener un ángulo de divergencia suave, (12^0 - 30^0) y de ser posible, las paredes curvas tangentes en todo punto a la dirección del agua. La longitud de la transición se puede hallar por la siguiente expresión.

$$l = \frac{B - B^1}{2tang\alpha} \leq \frac{1}{3}L$$

Donde: l es la longitud de la transición, B es el ancho del desarenador, B^1 es el ancho del canal y α es el ángulo de divergencia (12^0 - 30^0) y L es la longitud de la cámara del desarenador.

Los desarenadores se clasifican según la forma de eliminar los sedimentos, por esto pueden ser de lavado continuo o de lavado intermitente.

11.1. Desarenador de lavado intermitente

Este tipo de desarenador se caracteriza porque se lava periódicamente, aunque la

operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible, éste está determinado por la cantidad de sedimentos que trae el agua (ver figura 11.3).

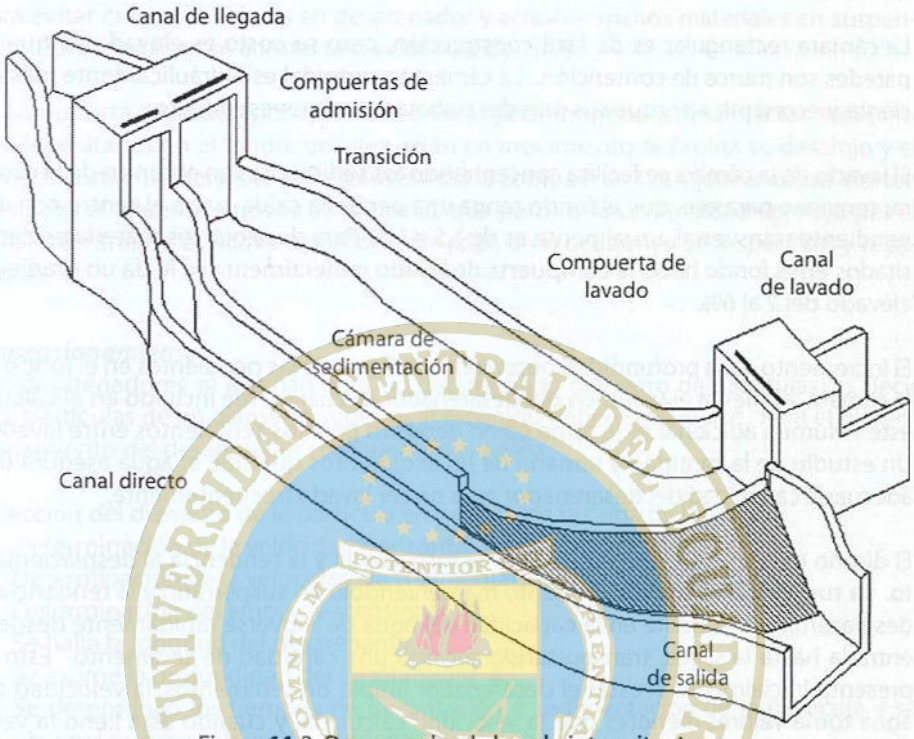


Figura 11.3. Desarenador de lavado intermitente

El desarenador de lavado intermitente, tiene los siguientes componentes (ver figura 11.3):

- Compuerta de sedimentación.
- Transición de entrada
- Transición de salida o vertedero.
- Cámara de sedimentación.
- Compuerta de purga.
- Canal directo.

La compuerta de admisión, une la obra de conducción con el desarenador. Por lo general son dos compuertas, una ubicada en la entrada al desarenador y la otra en la entrada al canal directo.

La transición de entrada, garantiza una velocidad uniforme y una eficiente sedimentación. Cuando el desarenador no tiene vertedero para enviar el agua limpia al tanque de carga, entonces dispone de otra transición, que une al desarenador con un canal que lo comunica con el tanque de carga.

En la cámara de sedimentación, se sedimentan las partículas sólidas debido a la disminución de la velocidad por el aumento de sección. La forma del desarenador generalmente es rectangular o trapezoidal simple o compuesta.

La cámara rectangular es de fácil construcción, pero su costo es elevado ya que las paredes son muros de contención. La cámara trapezoidal es hidráulicamente más eficiente y económica porque sus paredes trabajan como revestimiento.

El lavado de la cámara se facilita concentrando los sedimentos en el centro de la cámara; conviene para ello, que el fondo tenga una pequeña caída hacia el centro con una pendiente transversal, usualmente es de 1.5 a 1.8. Para desalojar los materiales depositados en el fondo hacia la compuerta de lavado generalmente se le da un gradiente elevado del 2 al 6%.

El incremento de la profundidad obtenido por efecto de las pendientes en el fondo de la cámara, aumenta el volumen del desarenador, el cual no fue incluido en el cálculo; este volumen adicional se le toma como depósito para los sedimentos entre lavados. Un estudio de la cantidad y tamaño de los sedimentos que trae el agua asegura una adecuada capacidad del desarenador para no ser lavado frecuentemente.

El diseño del desarenador debe evitar la turbulencia y la tendencia al desplazamiento. La turbulencia agita el sedimento manteniéndolo en suspensión y la tendencia al desplazamiento consiste en la capacidad del agua de moverse rápidamente desde la entrada hasta la salida, transportando consigo una cantidad de sedimento. Esto se presenta inicialmente al estar el desarenador limpio de sedimentos, la velocidad del agua toma valores menores que la velocidad calculada, y cuando está lleno la velocidad del agua es mayor y las partículas viajarán hacia el tanque de carga. Para una mejor apreciación ver figuras 11.4 y 11.5.



Figura 11.4. Desarenador limpio.



Figura 11.5. Desarenador lleno.

El vertedero por el cual pasa el agua limpia hacia el canal o el tanque de carga debe ubicarse, formando una curva desde uno de los muros laterales y continua hasta cerca de la compuerta de desfogue. La velocidad de paso por el vertedero debe ser baja para evitar crear turbulencia en desarenador y arrastrar menos materiales en suspensión. Como máximo se admite una velocidad de 1m/s.

La compuerta de lavado por apertura se encarga de empezar a desalojar los sedimentos depositados en el fondo; una vez están en movimiento se facilita su desalojo y el direccionamiento del material restante hacia la compuerta. Los sedimentos se vierten de nuevo al afluente a través de un canal, que permite la continuidad del flujo por el canal mientras se está lavando el desarenador, o en ocasiones de inspección y reparación.

Dimensionamiento

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partículas, es decir que partículas de un diámetro superior al escogido deben decantarse. Para el dimensionamiento del desarenador se siguen estos pasos:

Selección del diámetro de la partícula en función de la caída de la planta.

- Determinación de la velocidad horizontal ***Vd***.
- Determinación de la velocidad de sedimentación ***Vs***.
- Determinación del empuje ascensional ***W***.
- Se halla la longitud del desarenador ***L***.
- Se asume la profundidad del desarenador ***h***.
- Se determinan los tiempos de decantación y sedimentación de la partícula y se observa que cumpla con la siguiente expresión.

$$t_d \rangle t_s$$

- Si no cumple se varía la profundidad del desarenador.
- Se determina el ancho del desarenador ***B***.
- Se determina la longitud de la transición y se fija que cumpla con la siguiente expresión: $l < l/3\ L$
- Si no cumple se varía la profundidad ***h***.

Procesamiento:

Se dimensiona el vertedero.

- El vertedero cumple la siguiente ecuación del caudal $Q = mb.H^{3/2}$
  Donde: m es un coeficiente, b es el ancho del vertedero y H es la altura del vertedero.
- El área del vertedero es: $A = b.h$
- Reemplazando en Q obtenemos la ecuación de velocidad:

$$Q = Av = mbH^{3/2}$$

$$bHv = mbH^{3/2}$$

$$v = mH^{1/2}$$

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Tomando en cuenta que el valor de m varía entre los 1.8 - 2.0 podemos concluir que el máximo valor de H es 25 cms (ver figura 11.1).

11.2. Desarenador de cámara doble

Por lo general cuando el caudal pasa de 10 m^3/s, se recomienda dividir el desarenador en dos o más cámaras de igual forma. Cuando se tienen dos cámaras, cada una se calcula para la mitad del caudal y solamente durante el lavado una de ellas trabaja con el caudal total.

En este tipo de desarenadores, cada cámara tiene su compuerta de admisión y de lavado independientes y no requieren de un canal directo. La figura 11.6 da una mejor apreciación.

11.3. Desarenador de lavado continúo

En ellos el material depositado se elimina en forma continua, para ello se requiere que el caudal disponible sea mayor que el de diseño. Un desarenador de lavado continuo se ilustra en la figura 11.6 y 11.7.

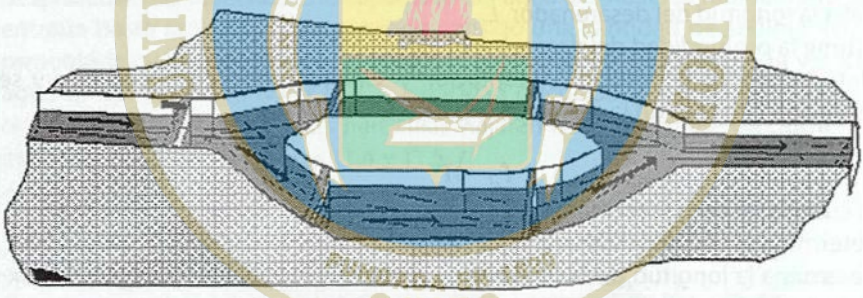


Figura 11.6. Desarenador de cámara doble.

El desarenador de lavado continuo tiene dos cámaras (cámara superior e inferior) separadas por una reja de barrotes (ver figura 11.7). La cámara superior tiene una sección grande que hace que los sedimentos pierdan velocidad y se decanten al fondo del desarenador, donde se encuentra la cámara inferior. Los sedimentos que se depositan en la cámara superior son arrastrados a la cámara inferior a través de los espacios estrechos entre barrotes por el agua que pasa de una a otra cámara como se ilustra en la gráfica 11.7. En ella los sedimentos más pesados se encauzan a una galería longitudinal de pequeña sección y elevada pendiente para su vertimiento al afluente, con velocidades relativamente altas. Debe tenerse en cuenta que en este tipo de desarenadores los sedimentos se lavan continuamente con el caudal *Qs*, donde las

velocidades de entrada V_1 y salida V_2 del desarenador no son iguales.

También debido a la componente de la velocidad hacia la galería, el empuje ascensional dinámico es:

$$W = \frac{Qs}{L * Bmed}$$

Donde: *Qs* es el caudal de lavado continuo, sedimentación, *L* es la longitud de la cámara y *Bmed* es el ancho medio del desarenador.

Por tal motivo la sedimentación de las partículas es más rápida. Por lo tanto la longitud del desarenador es:

$$L = \frac{h}{Vs + W} * \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Ejemplo

El proyecto requiere de un desarenador que elimine los sedimentos de arcilla en suspensión en el caudal. Para su dimensionamiento conocemos que el caudal de diseño es de:

$$Qd = 0.3\ m^3/s.$$

Y la altura neta es de: $H = 28\ metros$

Para esta condición de altura se requiere captar un grano límite del siguiente diámetro,

$$d_{lim} = (0.1 - 0.2)\ mm$$

Se elige un diámetro de: $d_{lim} = 0.2\ mm$

La velocidad de sedimentación para este diámetro de partícula (ver tabla 11.1) es igual a: $Vs = 0{,}0216\ m/s$

La velocidad horizontal para la arcilla es de: $Vd = 0.081\ m/s$

Conocido el caudal y la velocidad horizontal, se determina la sección mínima requerida, la cual es igual a: $S = 3.70\ m^2$

La sección transversal del desarenador se elige rectangular, considerando que la medida de su ancho es dos veces la altura; de esta forma:

- *Ancho:* $B = 2.22\ m$
- *Altura:* $h = 1.36\ m$

El empuje ascensional es igual a: $W = 0.152*0.02162 = 0{,}0324\ m/s$

La longitud del desarenador es igual a: $L = 6.61\ m$

El tiempo de decantación de la partícula es de: $td = 231.9\ s$

El tiempo de sedimentación de la partícula es igual a: $ts = 81.6\ s$

Dado que la condición de tiempos se cumple, las partículas se decantarán en el desarenador.

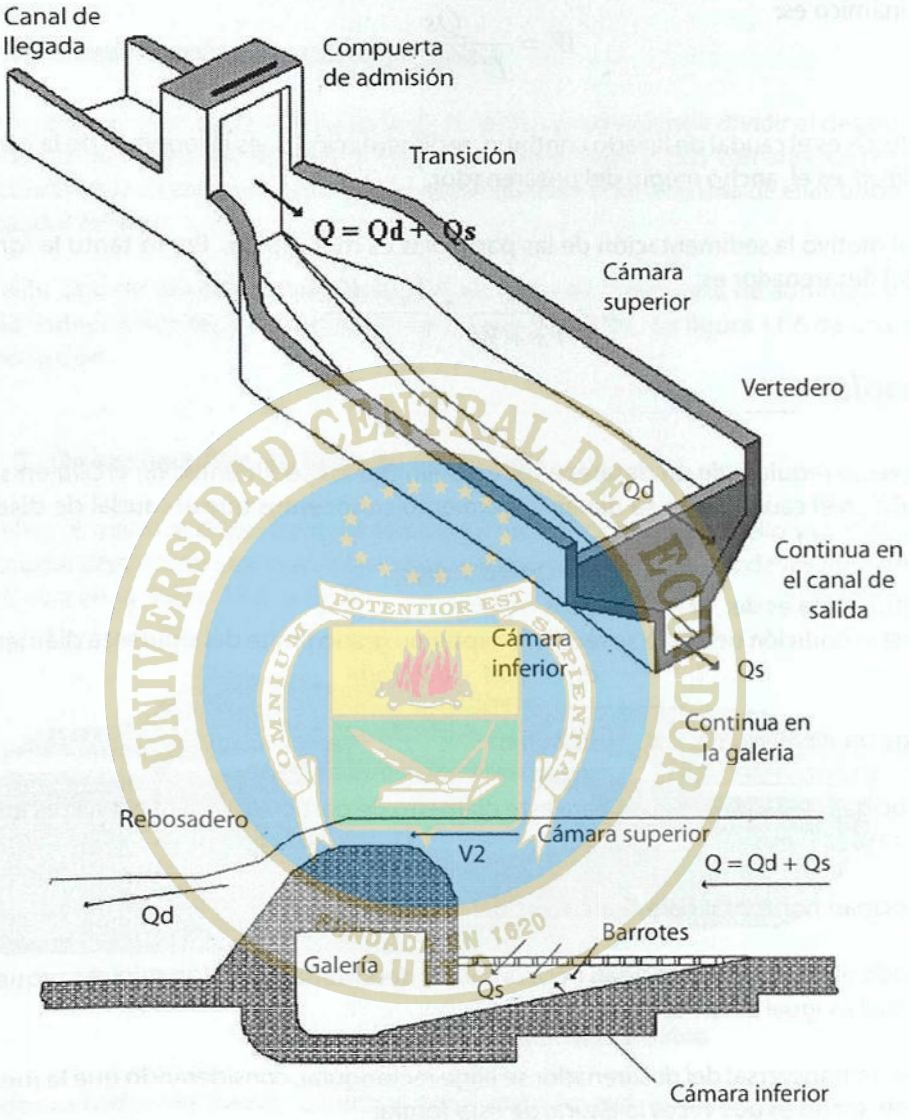
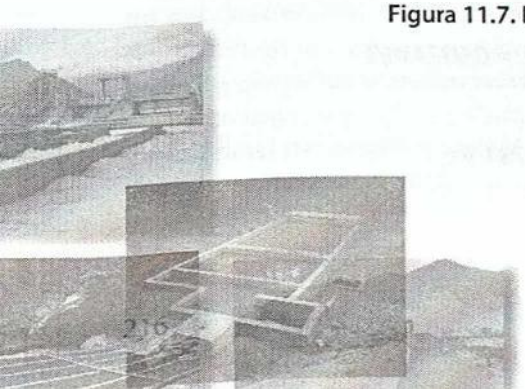


Figura 11.7. Desarenador de lavado continúo.





12. Cámara de carga

Por sus características, la cámara de presión y la almenara son estructuras que unen un sistema de baja presión con uno de alta presión, caracterizados por tener velocidades diferentes. Bajo estas condiciones, ellos deben ser dimensionados para condiciones críticas de operación, que son: el arranque rápido y la parada brusca; momentos en los cuales cambia la velocidad del caudal, originando ondas de oscilación que pueden ser positivas o negativas "golpe de ariete"; y afecta directamente la tubería de presión. Por tal motivo deben ser amortiguadas en la cámara de presión o en la almenara.

Para que ellas puedan cumplir con estas condiciones deben conocerse los fenómenos que ocurren durante su funcionamiento y en especial el golpe de ariete.

12.1. Golpe de ariete

El golpe de ariete, como su nombre lo indica es una onda de sobrepresión originada por el cierre brusco de una válvula instalada en el extremo en una tubería de presión; el cual hace que las partículas de agua se empiecen a detener y una vez se han detenido son empujadas por las que vienen inmediatamente detrás y que siguen aún en movimiento. Esto origina una sobrepresión que se desplaza por la tubería a la velocidad del sonido en el agua. Esta sobrepresión tiene dos efectos: primero comprime ligeramente el agua, reduciendo su volumen, y segundo dilata ligeramente la tubería. Cuando toda el agua que circulaba en la tubería se ha detenido, cesa el impulso que la comprimía y, por tanto, ésta tiende a expandirse. Por otro lado, la tubería que se había ensanchado ligeramente tiende a retomar su dimensión normal. Conjuntamente, estos efectos provocan otra onda de presión en el sentido contrario. El agua se desplaza en dirección contraria pero, al estar la válvula cerrada, se produce una depresión con respecto a la presión normal de la tubería. Al reducirse la presión, el agua puede pasar a estado gaseoso formando una burbuja mientras que la tubería se contrae. Para reducir este efecto, gran parte de la energía de sobrepresión se libera en un elemento amortiguador y otra parte se disipa por efecto de la propia resistencia a la compresión del agua y a la dilatación de la tubería. Esto genera una oscilación similar a la indicada en la figura 12.1.a, en ella se observa que el pico de sobrepresión matemáticamente es positivo, por ello al golpe de ariete debido al cierre brusco se le llama golpe de ariete positivo. El golpe de ariete fue descrito por el ingeniero ruso Nikolay Egorovich Zhukovskiy (1847 – 1921), razón por la cual también se le conoce como pulso de Joukowski.

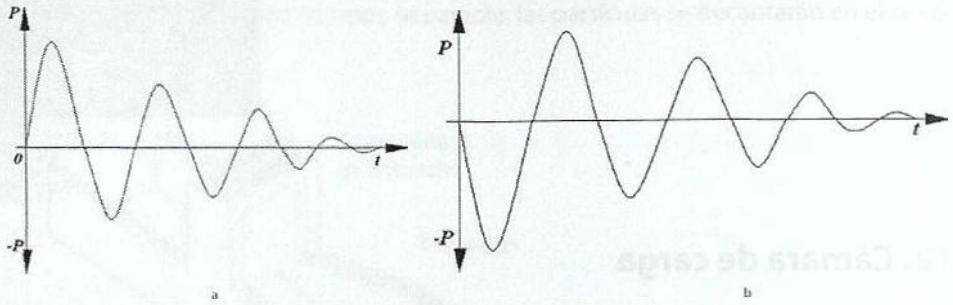


Figura 12.1. Golpe de ariete positivo y negativo.

Un fenómeno similar se presenta por la apertura brusca de la misma válvula en el extremo en una tubería de presión. Ésta hace que las partículas estáticas de agua empiecen a moverse rápidamente, originando una subpresión en el tramo entre la tubería de presión. Los efectos que causa este fenómeno son similares y matemáticamente inversos al del golpe de ariete positivo, por ello se le llama *golpe de ariete negativo*. Esta oscilación se muestra en la figura 12.1.b.

Para determinar la sobrepresión generada por un golpe de ariete positivo, supondremos un sistema formado por una tubería de presión de sección *W*, cuya longitud es Δl , en la cual al final se ubica una válvula; cuyo cierre de la válvula en un tiempo Δt detiene la masa de agua que fluye por la tubería de presión. Este cierre reduce la cantidad de movimiento y genera un aumento en la presión, que se desplaza por la tubería desde la válvula hasta una distancia de Δl , la cual es igual a: mv = (pW . Δ/9 v El cual es igual al impulso generado por la fuerza durante este tiempo: . Al igualar la cantidad de movimiento y el impulso se tiene:

$$(\rho W \Delta l)v = \Delta p W \Delta t$$

De esta ecuación se puede deducir la presión :

$$\Delta p = \frac{(\rho W \Delta l)v}{W \Delta t}$$

La cual al simplificar se tiene que la presión es igual a:

$$\Delta p = \frac{\rho \Delta l v}{\Delta t}$$

Esta ecuación es aplicable a un cierre lento de una válvula en una tubería rígida, sin embargo en ella no se ha considerado la elasticidad del material de la tubería, por ello es necesario incluir un coeficiente *K*, el cual oscila entre 1 - 2.

$$\Delta p = K \frac{\rho \Delta l v}{\Delta t}$$

Sin embargo la relación entre la longitud y el tiempo corresponde a la velocidad con la que se desplaza la onda de presión $c = \Delta l/\Delta t$, la cual en un cierre instantáneo de una válvula en una tubería rígida es igual a la velocidad del sonido en el agua: $c = 1425$ *m/s* (esto lo demostró el ingeniero Nikolay Egorovich Zhukovskiy). De esta forma la

presión para un cierre instantáneo es igual a: $\Delta p = \rho c v$

Sin embargo en realidad como resultado del aumento de presión, el líquido se comprime y las paredes del tubo se expanden. En estas condiciones la velocidad de la onda de presión es igual a:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho\left(1+\left(\frac{E_0}{E}\right)\left(\frac{D}{e}\right)\right)}} = \frac{1425}{\sqrt{1+\left(\frac{E_0}{E}\right)\left(\frac{D}{e}\right)}} \quad \left(\frac{m}{s}\right)$$

Donde: $(E/\rho) = c$, E_o módulo de elasticidad del agua $(2*10^3\ MPa)$, E módulo de elasticidad del material de las paredes de la tubería (para el acero $E = 2*10^5\ MPa$) y D, e diámetro y espesor de la tubería.

Al final la sobrepresión generada por el golpe de ariete positivo equivale a un aumento en la caída ΔH, la cual es igual a:

$$\Delta H = \frac{\Delta p}{\rho g}$$

Para reducir los efectos de la sobrepresión positiva causada por el golpe de ariete positivo se debe en lo posible cerrar lentamente la válvula y/o amortiguar la onda en un lugar cercano a la válvula. Sin embargo, cuando la interrupción del flujo se debe a causas incontrolables se utilizan tanques neumáticos con cámara de aire comprimido, torres piezométricas, o válvulas que puedan absorber la onda de presión. En la figura 12.2. se ilustra un sistema hidráulico que corresponde a una central hidroeléctrica formado por una tubería de presión *TP*, una válvula *V*, la turbina *T* y una tubería de desagüe *TD*, en la que se observa una chimenea de equilibrio *V1* (torre piezométrica) y una válvula de seguridad *V2*, elementos que permiten reducir los efectos del golpe de ariete positivo. La chimenea de equilibrio V1 libera la sobrepresión generada por el golpe de ariete a presión atmosférica o en una válvula que bien puede ser neumática. Es importante señalar que en el caso de la turbina Pelton, esta logra mitigar las consecuencias del golpe de ariete, dado que dispone de elementos constructivos que le permite deflectar el chorro.

En un sistema hidráulico, como el indicado en la figura 12.2. la apertura brusca de la válvula genera sobrepresiónes en la tubería de desagüe *TD*, cuyos efectos son mayores en función de la longitud de la tubería. Por ello para mitigar esta sobrepresión se utiliza una válvula de sobrepresión *V3*, la cual puede ser neumática. Sin embargo, también es posible reducir esta sobrepresión a presión atmosférica, en *V4* y/o regular la apertura de la válvula, maniobra que es controlable.

Aunque se ha descrito los efectos del golpe de ariete, este es un problema complejo de la hidráulica y es resuelto generalmente mediante modelos matemáticos, que permiten simular el comportamiento del sistema.

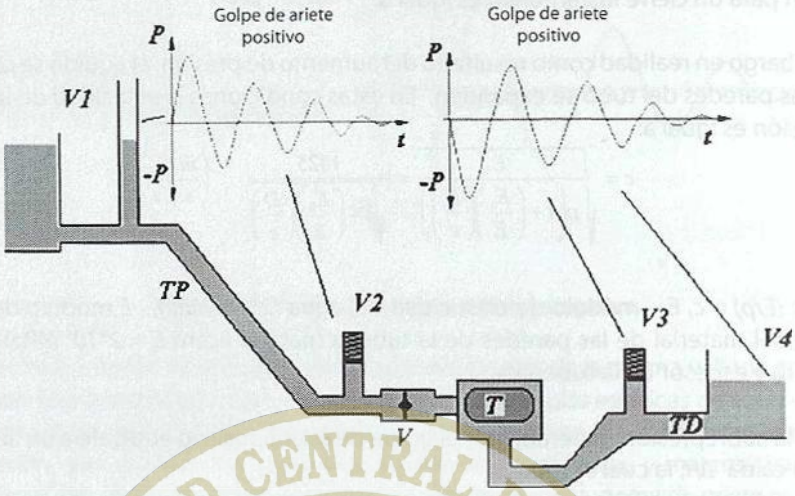


Figura 12.2. Válvulas para reducir el Golpe de ariete.

12.2. Tanque de Carga

La cámara de carga es una estructura por excelencia de PCH´s en derivación, con conducciones relativamente largas, ubicada al final de ésta; por tal motivo ella une un sistema de baja presión (canal de conducción) con uno de alta presión (tubería de presión), tal como se ilustra en la figura 12.3. Dado que la dinámica del proceso de conversión de energía es gravitacional, las velocidades en las conducciones son diferentes, es decir la velocidad en el canal es baja y en la tubería es alta, por tal motivo en instantes en que se presenta el arranque y la parada de la PCH, el tanque de carga debe disponer de un volumen que garantice estas maniobras.

Para el buen funcionamiento de la PCH, la cámara de carga debe cumplir las siguientes funciones:

- Crear un volumen de reserva de agua que permita satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
- Disponer de un volumen que le permita amortiguar el golpe de ariete, originado por paradas bruscas.
- Mantener sobre la tubería una altura de agua suficiente que evite el ingreso de aire.
- Impedir la entrada a la tubería de presión de elementos sólidos de arrastre y flotantes.
- Decantar materiales sólidos en suspensión y permitir su lavado.
- Verter el exceso de agua en las horas en las que el caudal de agua consumido por las turbinas es inferior al caudal de diseño.

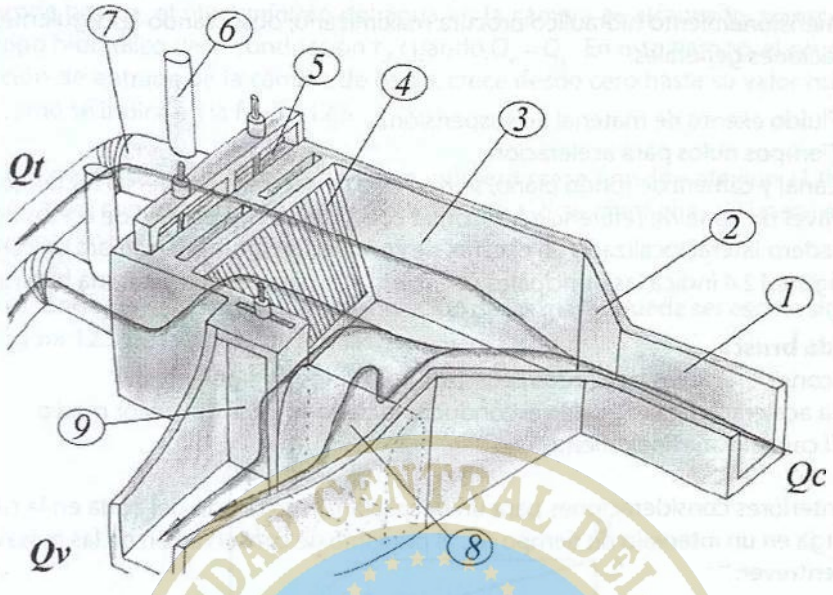


Figura 12.3. Tanque de carga.

Siguiendo la figura 12.3, la cámara de carga principalmente está formada por un reservorio (3) con capacidad suficiente para garantizar la partida o parada brusca de las turbinas; ésta se conecta al canal (2) por medio de una transición (1) y del cual el agua pasa a la tubería de presión (7) a través de una rejilla (4), que evita la entrada de elementos sólidos flotantes. Sin embargo entre la rejilla (4) y la tubería (7) se instala una compuerta de cierre al paso del agua (5); que adicionalmente se acompaña con unas guías en las paredes para la instalación de compuertas de apoyos, necesarias en reparaciones como elemento de seguridad. Los excesos de agua en la cámara se vierten a través de un aliviadero (8) ubicado en una de las paredes; este está acompañado de una compuerta de fondo (9) que permite su vaciado y el lavado de sedimentos. El aliviadero y la compuerta se conectan a un canal común que lleva el agua al río donde es mínima la erosión.

El dimensionamiento de la cámara de carga debe considerar dos condiciones críticas de operación:

- En el arranque rápido se debe garantizar que no entre aire en la tubería de presión.
- En parada brusca, garantizar la estabilidad funcional de la cámara de carga y del canal de la conducción.

Para atender la primera condición es indispensable que el volumen de agua útil almacenado en la cámara de carga sea compatible con la variación del caudal entre cero y su valor máximo. La segunda condición debe ser atendida con el dimensionamiento de un vertedero lateral con un canal abductor próximo a la cámara.

El dimensionamiento hidráulico procura maximizarlo; observando las siguientes consideraciones generales:

- Fluido exento de material en suspensión.
- Tiempos nulos para aceleración.
- Canal y cámara de fondo plano, siendo esta de sección transversal rectangular.
- Nivel de agua de referencia horizontal coincidente con el nivel de cresta del vertedero lateral localizado en el canal de conducción junto a la cámara de carga. La figura 12.4 indica las principales características para partida y parada brusca.

Partida brusca

A las consideraciones de partida brusca, le anexamos las siguientes:

- La aceleración del agua en el conducto forzado es igual a su valor medio
- El caudal varía linealmente.

Las anteriores consideraciones para un desplazamiento dh, do del agua en la cámara de carga en un intervalo de tiempo dt , el principio de conservación de las masas permite entrever:

$$b_2 L_2 d_z = (Q_s - Q_e)dt$$

Donde: Q_s de salida y Q_e es el caudal de entrada.

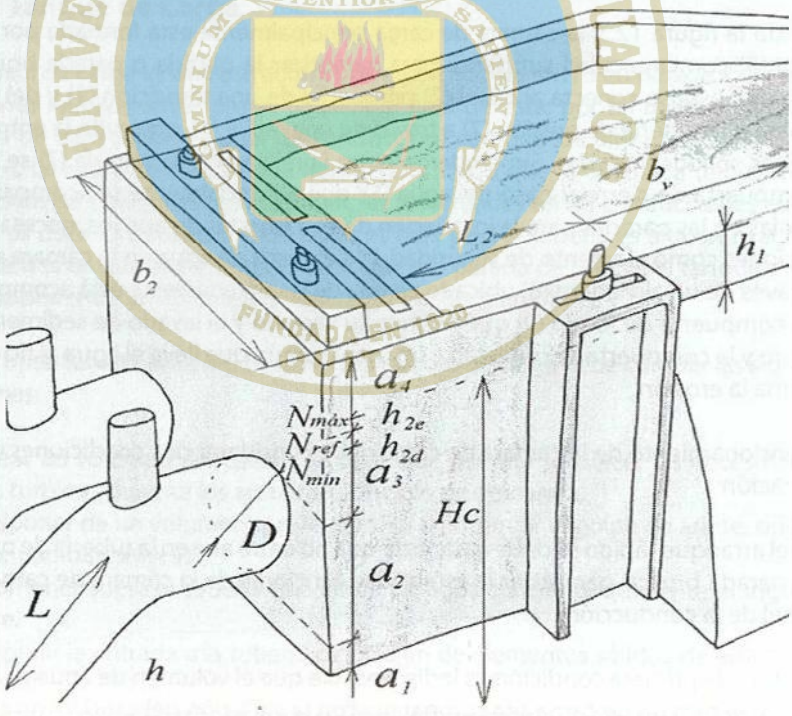


Figura 12.4 Características hidrodinámicas de partida y parada brusca

En partida brusca, el nivel mínimo del agua en la cámara es alcanzado, transcurrido el tiempo hidráulico de la conducción t_2, cuando $Q_e = Q_s$. En este tiempo, el caudal en la sección de entrada de la cámara de carga, crece desde cero hasta su valor máximo Q_{MAX}, como se indica en la figura 12.5.

El caudal de salida de la cámara de carga, primero crece linealmente con el tiempo hidráulico del conducto forzado t_3 y en el intervalo t_3-t_2 se mantiene constante e igual al valor máximo Q_{max}.

La ecuación según el principio de conservación de las masas puede ser escrita siguiendo la figura 12.5 de la siguiente forma:

$$b_2 L_2 h_2 d = A(O,C,t_3) + A(t_3,C,B,t_2) - A(O,B,t_2)$$

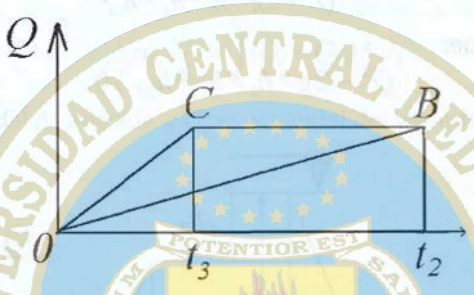


Figura 12.5. Diagrama de tiempos para partida brusca.

Calculando las áreas, (ver figura 12.5)

$$b_2 * L_2 * h_{2d} = \frac{Qt_3}{2} + Qt_2 - \frac{Qt_2}{2}$$

$$b_2 * L_2 * h_{2d} = \frac{Q}{2}(t_3 + 2t_2 - t_2)$$

$$b_2 L_2 h_{2d} \qquad t_3 - t_2 \quad Q$$

Obtenemos la siguiente expresión para determinar t_2.

$$t_2 = t_3 + \frac{2 * b_2 * L_2 * h_{2d}}{Q}$$

Donde: $t_3 = \frac{4Q}{L * \pi D^2}$, D es el diámetro de la tubería y L es la longitud de la tubería.

El principio de cantidad de movimiento aplicado a un elemento de la cámara de carga, como se observa en la figura 12.6 permite entrever:

$$F_I - F_{II} = m\frac{d_v}{d_t}$$

$$\gamma b_2 h d_h = \frac{\gamma}{g} b_2$$

$$t_2 = \frac{v_2 * L_2}{g * h_{2d}} = \frac{Q * L_2}{g * b_2 * h_2 * h_{2d}}$$

Igualando las expresiones para t_2, obtenemos una expresión que determina la longitud de la cámara L_2, en función de las características de la P.C.H. y de la altura del volumen de reserva h_{2d}.

$$L_2 = \frac{g * Q * b_2 * h_2 * t_3 * h_{2d}}{Q^2 - 2g * h_2 * b_2^2 * h_{2d}}$$

Teniendo en cuenta que:

$$Q^2 - 2g * h_2 * b_2^2 * h_{2d} > 0$$

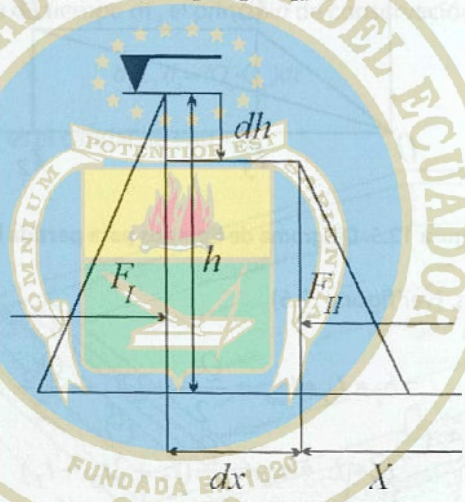


Figura 12.6. Movimiento del agua en la cámara de carga

Es decir, $h_{2dMáx} = \frac{Q}{b_2\sqrt{2 * g * h_2} * k}$

Adoptando un coeficiente k de 1.58, obtenemos que:

$$h_{2d} = \frac{Q}{b_2 * \sqrt{2 * 9.81 * h_2} * 1.58}$$

$$h_{2d} = \frac{Q}{7 * b * \sqrt{h_2}}$$

Sustituyendo el valor obtenido de h2d en L2, obtenemos que la longitud mínima de la cámara deba ser:

$$L_2 = 2{,}34 h_2^{1/2} * t_3 = 0{,}304 \frac{Q * L * \sqrt{h_2}}{H_c * D^2}$$

Parada brusca

Observadas las hipótesis generales y una velocidad media de desaceleración del agua en la cámara en un tiempo t_2, se obtiene que de forma semejante a la partida brusca según la cantidad de movimiento, t_2 equivale a:

$$t_2 = \frac{Q * L_2}{g * b_2 * h_2 * h_{2e}}$$

El principio de la conservación de masas (ver figura 12.7), nos muestra que:

$$L_2 b_2 h_{2e} \frac{d_h}{d_t} = \int_o^{h_{2e}} (Q_e - Q_v) * d_h$$

Donde: Q_e es el Caudal de entrada y Q_v es el caudal del vertedero:

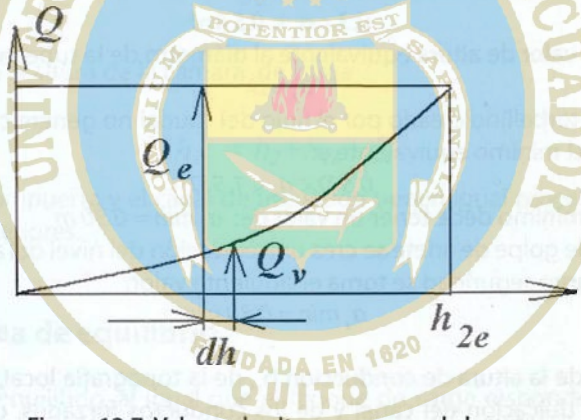


Figura 12.7. Valores de altura para parada brusca.

De la ecuación anterior se infiere que el tiempo equivale a:

$$t_2 = \frac{5 * b_2 * L_2 * h_{2e}}{3 * Q}$$

Igualando las expresiones para t_2 obtenemos:

$$h_{2e} = \frac{0.25 * Q}{b_2 * \sqrt{h_2}}$$

Como por el vertedero lateral, sale el caudal máximo para una altura de h2e, considerándolo de cresta de pared gruesa, tenemos que:

$$Q = 1{,}6\,b\left(\frac{0.25 * Q}{b_2 * \sqrt{h_2}}\right)^{3/2}$$

O sea que: $b = 5 * \frac{b_2^{3/2} * h_2^{3/4}}{\sqrt{Q}}$

Dimensionamiento

Conocidos

- *Q* el caudal de diseño (m³/s),
- *Hc* la altura total de la PCH (m)
- h_1, la altura de la conducción. (m)
- *D*, el diámetro de la tubería de presión. (m)
- *L*, la longitud de la tubería de presión. (m).

Procedimiento

- Se fija un valor de altura, que evita el ingreso de posibles sedimentos a la tubería de presión. Se recomienda un valor de:

  $0.3 < a_1 < 0.5\ (m)$

- Se toma un valor de altura equivalente al diámetro de la tubería de presión.

  $a_2 \approx D$

- Para que el torbellino creado por el flujo del caudal no genere cavitación se debe deja un nivel mínimo equivalente a:

  $0.5\,D < a_3 < 1.5\,D$

  Que como mínimo debe tener un valor de: $a_3\ min = 0.30\ m$

- Por efecto de golpe de ariete se crea una elevación del nivel del agua en el tanque de carga, como seguridad se toma el siguiente valor:

  $a_4\ min = 0.30\ m$

- En función de la altura de conducción h_1, de la topografía local, de la calidad del agua, de la ubicación del canal y de los conductos forzados, del grande de las compuertas se toma un valor para la cámara de carga h_2 (m)

- Fijamos los valores posibles para la velocidad media de la cámara de carga:

  $V_2 = 1.0, 0.8, 0.6 \quad m/s$

- Se determina el ancho del tanque de carga

  $b_2 = Q/(V_2 * h_2) \quad (m)$

- Se determina la altura del volumen de agua en el tanque para el arranque

  $$h_{2d} = \frac{Q}{7 * b_2 * \sqrt{h_2}} \quad (m)$$

- Se determina,

$$h_{2e} = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \ (m)$$

- Se confrontan las alturas h_{2c} y h_2, sí:

  $h_{2e} < h_2$ los valores tomados son correctos

  $h_{2e} < h_2$ se debe tomar un valor mayor para h_2 y recalcular.

- Si se cumple la relación se determina la longitud de la cámara de carga

$$L_2 = 0.304 \frac{Q * L * \sqrt{h_2}}{Hc * D^2} \qquad (m)$$

- Se calcula la altura del nivel máximo

$$h_{2c} = \frac{0.25 * Q}{b_2 * \sqrt{h_2}} \ (m)$$

- Se calcula el ancho del vertedero

$$b = \frac{5 * b_2^{3/2} * h_2^{3/4}}{\sqrt{Q}} \ (m)$$

- Se determina la altura de la cámara de carga

$$h_{2c} = h_2 + h_{2e} + a_4$$

El vertedero, la compuerta y el canal de transición tienen igual procedimiento al descrito en obras anteriores.

12.3. Chimenea de equilibrio

La chimenea de equilibrio, al igual que el tanque de carga responden a variaciones en la demanda de energía, en especial durante el arranque y la parada; por tal motivo debe disponer de un volumen para el arranque y un colchón de aire a presión atmosférica para amortiguar el golpe de ariete. Constructivamente la chimenea de equilibrio (6) se ubica al final de PHC´s en derivación con conducciones por túnel (1) o como amortiguador del golpe de ariete en tuberías a cielo abierto, tal como se indica en la figura 12.8.

Una chimenea de equilibrio se instala cuando en el caso en que los parámetros hidráulicos de la PCH cumplen la siguiente condición:

$$\frac{L}{H_B} \leq 5 \quad \text{ó} \quad \frac{t_h}{V} \langle 0.51$$

Donde: L es la longitud de la tubería y H_g es la caída bruta, t_h es el tiempo hidráulico y V es la velocidad del caudal en la tubería de presión y sin embargo la condición más general, es que si el tiempo de cierre de la directriz es menor de 3 seg. se requiere chimenea de equilibrio.

El análisis hidráulico de la chimenea de equilibrio se direcciona fundamentalmente a mitigar la sobrepresión causada por el cierre de la directriz de la turbina, la cual genera una energía cinética que eleva el nivel en la chimenea de equilibrio en Y_E (ver figura 12.9).

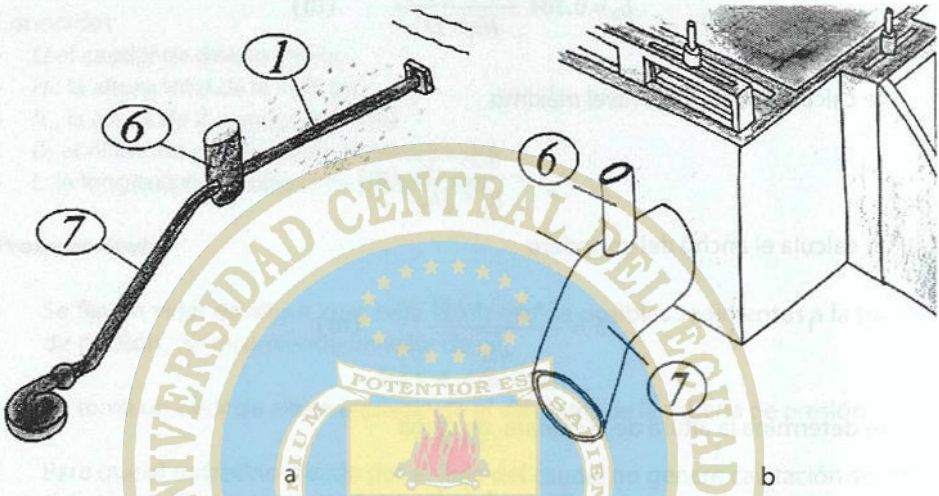


Figura 12.8. Esquema que indica la forma constructiva de una chimenea de equilibrio.

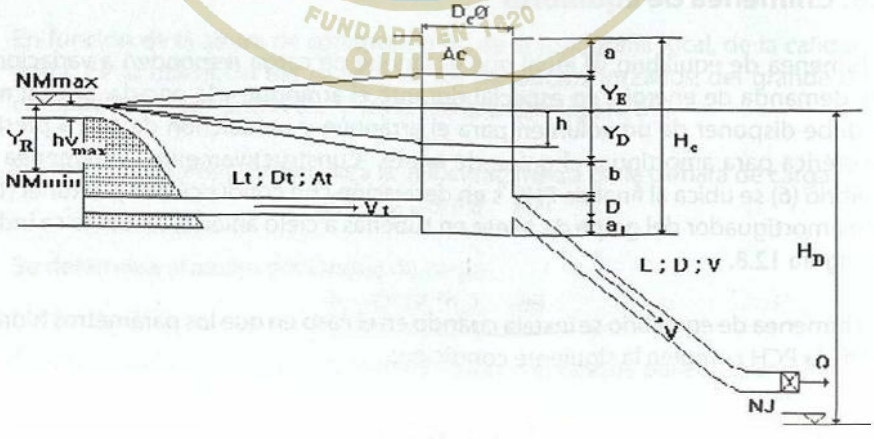


Figura 12.9. Sistema en derivación.

Al igualar la variación de la energía cinética en la conducción de baja presión, con la variación de energía potencial del agua en la chimenea de equilibrio, sin considerar las pérdidas tenemos:

$$\int_0^{V} \frac{m.Vt}{g}.dVt = \int_0^{Y_E} \gamma.y.Ac.dy$$

Donde: *M* es la masa del agua, *Vt* es la velocidad en la conducción, γ es el peso específico del agua, *Y* es la sobrepresión y *Ac* es el área de la chimenea de equilibrio.

Dado que la masa del agua es: $m = \gamma A_t L_t$
Donde: γ es el peso específico del agua, *At* es el área de la conducción, *Lt* es la longitud de la conducción y *Vt* velocidad de agua en la conducción.

Se tiene que las sobrepresiones creadas por el golpe de ariete son:

$$y_e = Vt \cdot \sqrt{\frac{At^*.Lt}{g.Ac}} \qquad y_d = -Vt \cdot \sqrt{\frac{At^*.Lt}{g.Ac}}$$

y

El periodo de oscilación en la chimenea de equilibrio, está dado por:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{Ac^*.Lt}{g.At}}$$

Considerando las pérdidas de carga en la conducción la elevación máxima es:

$$Y_E = Z_E y_e$$

Siendo Z_E el factor de pérdida de carga por efecto del golpe de ariete, igual a:

$$Z_E \quad \frac{2}{K} - \frac{1}{K^2}$$

Cuando: $K \quad \frac{h_t}{y_e}$

En la ecuación anterior las pérdidas de carga en el sistema ht equivalen a:

$$h_t = h_a + h_i + h_g + h_e \text{ (m)} \quad \text{ó} \quad h_t \cong h_a \text{ (m)}$$

Donde: h_a son las pérdidas por fricción en la conducción, h_e son las pérdidas de carga en la entrada a la tubería de presión, h_g son las pérdidas de carga en la entrada a la chimenea de equilibrio y h_i otras pérdidas.

Las pérdidas por fricción h_a equivalen a: $ha = 131{,}2 \frac{Vt^{1,9}}{Dt^{1,1}} \cdot Lt$ y $ha' = 164. \frac{Vt^{1,9}}{Dt^{1,1}}.Lt$

El valor de 131,2 es el coeficiente de fricción según Scobey para pared lisa y 164 para pared rugosa.

El desplazamiento del nivel, en el caso más desfavorable ocurre cuando se cierra

totalmente la directriz, en ese momento la elevación máxima Y_D es:

$$Y_D = y_d Z_d$$

$$Y_D = y_d (1 - 0{,}593K'^3 + 1{,}556K'^2 - 1{,}683K')$$

Donde: $K' = \frac{h't}{Y_d}$

Para un desplazamiento del nivel por apertura entre el *50-100%*, tenemos que:

$$Y'_D = y_d Z'_d$$

$$Y'_D = y_d (0{,}131K'^2 + 0{,}353K' + 0{,}5)$$

En este caso la altura de la chimenea de equilibrio equivale a:

$$H_c = Y_E + a + (y_D \text{ ó } y'_D) + b + D + a_1 + Y_R$$

Donde: Y_R distancia entre el nivel máximo y mínimo

Se recomienda que: $a_{min} = b_{min} = 1{,}0\ m.$

$$a_{min} = 0{,}30\ m$$

Dimensionamiento.

Se determina el área de conducción.

$$Ac = \pi \frac{D^2}{4} \quad (m)$$

Se halla la velocidad en la conducción

$$Vt \quad \frac{Q}{At} \quad (m/s)$$

Se determinan las pérdidas por fricción.

$$ha = 131{,}2 \frac{Vt^{1.9}}{Dt^{1.1}} \cdot Lt \quad (m)$$

Las pérdidas de carga total son:

$$h_t = h_a + h_i + h_g + h_e\ (m) \text{ ó } h_t \cong \quad h_a \quad (m)$$

Área de sección transversal de la chimenea de equilibrio.

$$Ac = \frac{Vt^2}{2g} \cdot \frac{Lt.At}{(H_B - h_t)h_t} \quad (m^2)$$

La sobrepresión equivale a:

$$y = Vt \sqrt{\frac{At * Lt}{g.Ac}} \quad (m)$$

La altura de la chimenea de equilibrio es:

$$Hc = 2(y+1)+D \quad (m)$$

El diámetro de la chimenea de equilibrio es:

$$Dc = \sqrt{\frac{4Ac}{\pi}} \quad (\text{m})$$

Sobrepresión teórica del golpe de ariete.

$$y_e = y_d = V \cdot \sqrt{\frac{At^* . Lt}{g.Ac}} \quad (\text{m})$$

El factor de pérdida de carga por efecto del golpe de ariete, igual a:

$$Z_E \quad -\frac{2}{-}K \quad -\frac{1}{K^2}$$

Cuando: $K \quad \frac{h_t}{y_e}$

Sobrepresión real del golpe de ariete

$$Y_E = y_e Z_E$$

Pérdidas por fricción.

$$ha' = 164 \cdot \frac{Vt^{1,9}}{Dt^{1,1}} \cdot Lt$$

Pérdidas de carga total en el sistema de conducción, debido a las pérdidas por fricción.

$$h'_t = h'_a + h_i + h_g + h_e \ (m) \quad \acute{o} \quad h_t \cong \quad h_a \quad (\text{m})$$

El factor de pérdida de carga por efecto del golpe de ariete es:

$$Z_d = 1 - 0{,}593K'^3 + 1{,}556K'^2 - 1{,}683K'$$

$$Z_d \qquad K^2 \qquad K$$

Cuando: $K \quad \frac{h_t}{y_e}$

Comparamos Z_d' y Z_d ; tomamos el de mayor valor y la sustituimos en la siguiente expresión.

$$Y_D = y_d Z_d \ \acute{o} \ Y_D = y_d Z'_d$$

Se obtiene que la altura de la chimenea de equilibrio es:

$$Hc_{min} = Y_E + Y_d + 2D.$$

Ejemplo

Nuestro proyecto requiere de un tanque de carga, el cual se conectará al canal

rectangular; para su dimensionamiento se tiene la siguiente información:

- Caudal de diseño $Q = 0.3\ m^3/s$
- Altura total de la PCH (m) $Hc = 28\ metros$
- Altura de la conducción. $h_c = 0.424\ metros$
- Ancho de la conducción. $b_c = 0.848\ metros$
- Longitud de la tubería de presión $L = 56\ metros$

Con base en esta información se siguen estos pasos:

- Se determina el diámetro de la tubería de presión D, el cual determinaremos con la siguiente expresión:

$$D = 1.27 * \frac{Q^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}}$$

Donde:

- Q es el caudal de diseño (m^3/s),
- H_B es la altura bruta de la PCH (m)
- h_s es la altura por efecto del golpe de ariete. (m). Se toma igual al 30% de la altura bruta.

$$D = 1.27 * \frac{0.3^{0.4268}}{(1.3 * 28)^{0.1423}} = 0.455m$$

- Se fija un valor de altura, que evita el ingreso de posibles sedimentos a la tubería de presión. $a_1 = 0.3\ metros$
- Se toma un valor de altura equivalente al diámetro de la tubería de presión. $a_2 = 0.455\ metros$
- Para que el torbellino creado por el flujo del caudal no genere cavitación se debe deja un nivel mínimo equivalente a: $a_3 = 1.0 * 0.455 = 0.455\ metros$
- Por efecto de golpe de ariete se crea una elevación del nivel del agua en el tanque de carga, como seguridad se toma el siguiente valor: $a_4\ min = 0.30\ metros$
- En función de la altura del canal h_1, de la topografía local, de la calidad del agua, de la ubicación del canal y de los conductos forzados, del grande de las compuertas se toma un valor para altura de la cámara h_2 (m). $h_2 = 1.3\ metros$
- Fijamos los valores posibles para la velocidad media de la cámara de carga $V_2 = 0.6\ \ m/s$
- Se determina el ancho del tanque de carga $b_2 = 0.3/(0.6 * 1.3) = 0.38\ metros$

Dado que el ancho de la cámara es menor que el ancho del canal se opta por ancho de este último. $b_2 = 0.848\ metros$

Esta condición indica que no se requiere transición horizontal.

- Se determina la altura del volumen de agua en el tanque para el arranque

$$h_{2d} = \frac{0.3}{7 * 0.848 * \sqrt{1.3}} = 0.044 \ metros$$

- Se determina

$$h_{2e} = 0.3 + 0.455 + 0.455 + 0.044 \qquad h_{2e} = 1.26 \ metros$$

Dado que se cumple la siguiente condición los valores tomados son correctos:

$$h_{2e} < h_2$$

- La longitud de la cámara de carga es:

$$L_2 = 0.304 \frac{0.3 * 56 * \sqrt{1.3}}{1.3 * 28 * 0.455^2}$$

$$L_2 = 1.0 \ metros$$

- Se calcula la altura del nivel máximo

$$h_{2e} = 0.25 \frac{0.25 * 0.3}{0.848 * \sqrt{1.3}}$$

$$h_{2e} = 0.08 \ metros$$

- El ancho del vertedero lo determinaremos con base en la condición más crítica, que es cuando se debe rebosar todo el caudal captado; el cual es igual a:

$$Qv = 0.36 \ m^3/s$$

El aliviadero tendrá una cresta gruesa de cantos redondeados, lo cual indica que el coeficiente M es igual a: $M = 0.50 - 0.55$
Se toma un valor de: $M = 0.50$

En este caso crítico en aliviadero se comporta como un vertedero frontal, cuyo caudal vertido equivale a:

$$Qv = \frac{2}{3} * M * B * \sqrt{2 * g} * H^{3/2}$$

Donde: B es el ancho del aliviadero y H es la altura del vertedero.

La selección de su ancho y altura se realiza de acuerdo con las condiciones del terreno, previendo que su ancho debe ser considerablemente mayor que su altura. Bajo estas consideraciones se tiene que el vertedero tiene las siguientes características:

$$B = 2.0 \ m$$
$$H = 0.25 \ m$$

- Se determina la altura de la cámara de carga

$$h_{2c} = 1.3 + 0.08 + 0.3$$
$$h_{2c} = 1.68 \ metros$$

Una apreciación de las medidas de la cámara de carga se observa en la figura 12.10.

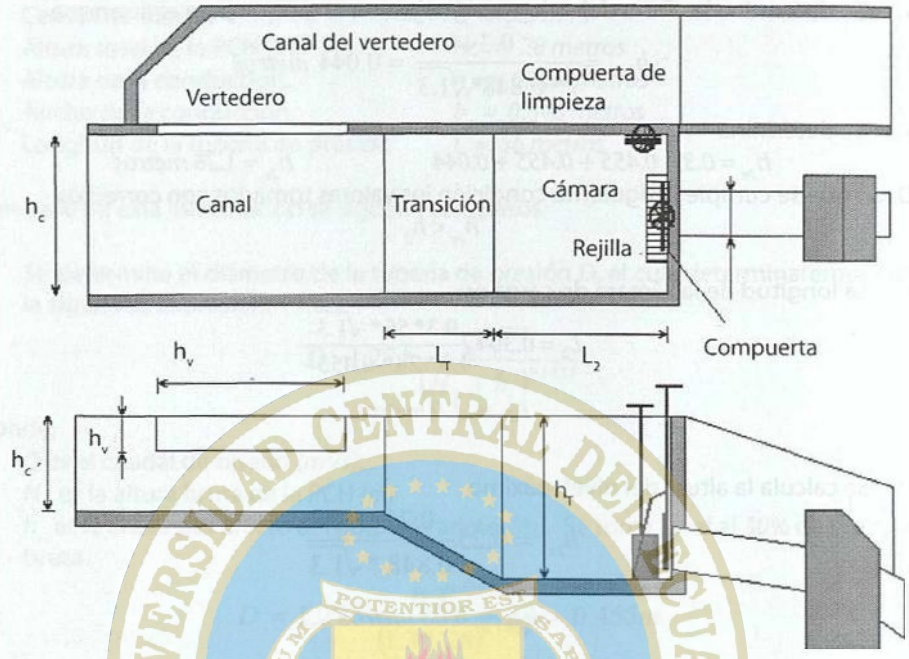


Figura 12.10. Cámara de carga.

Ejemplo:

Un tubo de acero de diámetro $d = 1.0\ m$, cuyo espesor es de $e = 10\ mm$ conduce un caudal de agua a una velocidad de $v = 3.5\ mseg.$ y tiene una caída de $H = 60\ m$. Se requiere determinar el aumento de presión por un cierre instantáneo de una válvula en una tubería.

Solución: la velocidad de la onda de presión es igual a:

$$c = \frac{1425}{\sqrt{1+\left(\frac{E_0}{E}\right)\left(\frac{D}{e}\right)}} = \frac{1425}{\sqrt{1+\left(\frac{1000}{10}\right)\left(\frac{2.4*10^4}{2.4*10^6}\right)}} \cong 1000 \text{ m/s}$$

La presión para un cierre instantáneo es igual a:

$$\Delta p = \rho c v = 1000*1000*3.5 = 3.5*10^6\ Pa = 3.5\ MPa$$

El aumento en la caída es igual a: $\Delta H = \frac{\Delta p}{\rho g} = \frac{3.5*10^6}{10^3*9.81} = 357\ m$

La altura total por efecto del cierre instantáneo es:

$$H_{GA(+)} = H + \Delta H = 60 + 357 = 417\,m$$

Ejemplo:

Un tubo de acero de diámetro $d = 1.0\ m$, cuyo espesor es de $e = 10\ mm$ conduce un caudal de agua a una velocidad de $v = 3.5\ m/s$ y tiene una caída vertical de $H = 60\ m$. Se requiere determinar el aumento de presión por un cierre de $t = 50\ s$ de una válvula en una tubería.

Solución: el aumento de presión para este tipo de tuberías es igual a:

$$\Delta p = K \frac{\rho \Delta l\, v}{\Delta t}$$

Considerando el coeficiente $k = 1.5$ y que la longitud de la tubería y la caída son iguales, el aumento de presión es:

$$\Delta p = 1.5 \frac{1000 * 60 * 3.5}{50} = 6300\ Pa$$

El aumento en la caída es igual a: $\Delta H = \frac{\Delta p}{\rho g} = \frac{6300}{10^3 * 9.81} = 0.64\ m$

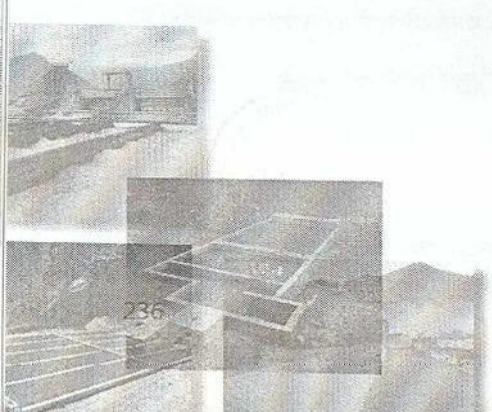
La altura total por efecto del cierre instantáneo es:

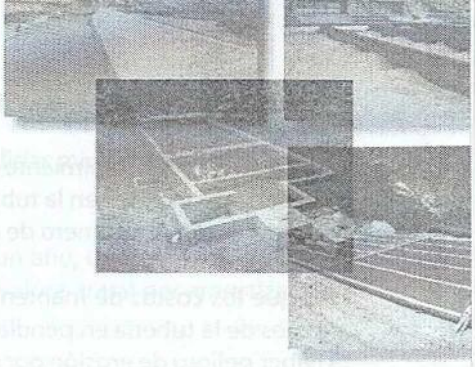
$$H_{GA(+)} = H + \Delta H = 60 + 0.64 = 60.64\ m$$

Se observa que un cierre lento permite reducir la sobrepresión causada por el golpe de ariete positivo.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
SIB - UCE

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





13. Conducción a presión

La conducción a presión se encarga de llevar las aguas desde el tanque de carga hasta las turbinas, en ellas la energía cinética es transformada en energía mecánica. Ella está conformada por la tubería de presión, sus accesorios y un sistema de sujeción y suspensión.

13.1. Tubería de presión.

La tubería de presión debe ser preferiblemente recta, aunque en algunas ocasiones es difícil de obtener, debido a las condiciones del terreno. Esto obliga a ajustarse al perfil topográfico de su trazado, con el apoyo de estructuras de concreto que le ayudan a sostenerse (apoyos) y a variar la pendiente (anclajes).

La tubería de presión está compuesta por los siguientes elementos (ver figura 13.1): toma de agua en el tanque de carga, la cual está acompañada de una rejilla (1); anclajes (2) y apoyos (3), se encargan de sostener y variar la pendiente de la tubería de presión, codos (4) para variación de pendiente, juntas de unión (5) y de expansión (6); estas últimas ubicadas entre anclajes; ellas asimilan la contracción o dilatación del material por variación de temperatura; bifurcaciones (7) que le permiten dividir el caudal para varias unidades, válvulas, son elementos independientes a la tubería de presión, ubicados entre el final de la tubería y la turbina (8).

Para su dimensionamiento la tubería de presión se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- El diámetro se selecciona de acuerdo con un análisis técnico y económico, que permita determinar el diámetro que causa el menor número de pérdidas y su costo no sea elevado.
- El espesor se determina de acuerdo con los esfuerzos generados por el golpe de ariete, el peso del agua y de la tubería.
- El material de la tubería permite seleccionar, tuberías de mayor resistencia a los esfuerzos mecánicos.

Debido a que el costo de esta tubería puede representar gran parte del presupuesto de toda la pequeña central, es prioritario, pues, optimizar su diseño para reducir no

sólo costos de mantenimiento sino la inversión inicial. Una selección adecuada del material y del espesor en la tubería de presión podrá significar beneficios económicos en la reducción del número de anclajes y de apoyos.

Para que los costos de mantenimiento sean bajos hay que colocar los soportes y los anclajes de la tubería en pendientes estables y encontrar buenos cimientos. No deberá haber peligro de erosión por desprendimientos en las laderas, pero sí acceso seguro para hacer los trabajos de mantenimiento y reparación.

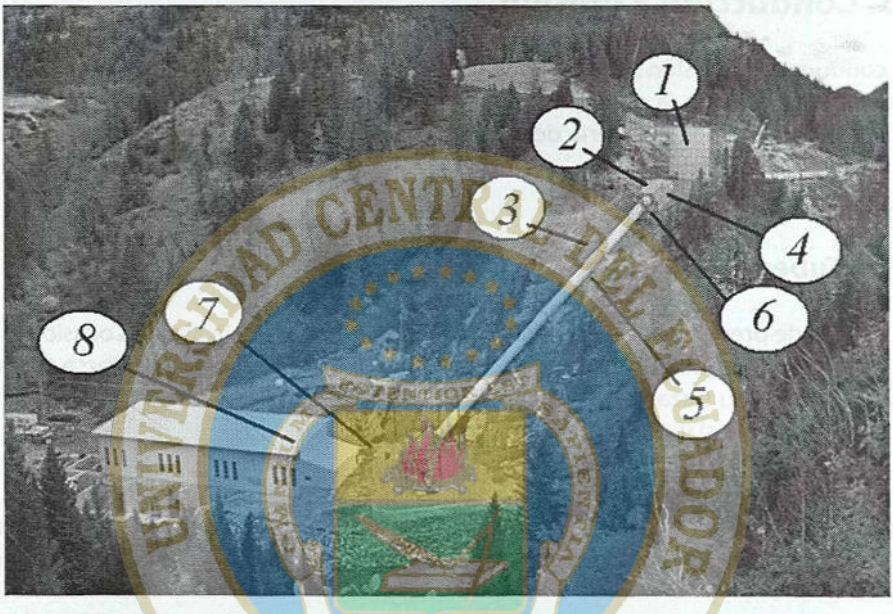


Figura 13.1. Tubería de presión a cielo abierto.

13.2. Diámetro de la tubería de presión.

El diámetro de la tubería de presión se determina con base en la selección óptima entre el mínimo de pérdidas y el costo mínimo.

Las pérdidas en la tubería se traducen en pérdidas de potencia y a su vez de energía; éstas se reducen con el aumento del diámetro, pero este aumento incrementa el costo de la tubería; por tal motivo el diámetro debe armonizar con el índice de pérdida de energía, que es el dinero perdido por la no venta de energía eléctrica y el costo de amortización de la tubería.

Una mejor apreciación se indica en la figura 13.2.; donde se observa que con el aumento del diámetro de la tubería aumenta su costo, y se reducen sus pérdidas; la selección del diámetro se encuentra en el punto mínimo.

El diámetro mínimo se determina con base en las pérdidas mínimas de energía.

$$Ca = Cp + C$$

Donde: *Ca* es el valor total de la energía perdida en un año, *Cp* es el valor anual por amortización y mantenimiento de la tubería y *C* es el valora anual por amortización y mantenimiento.

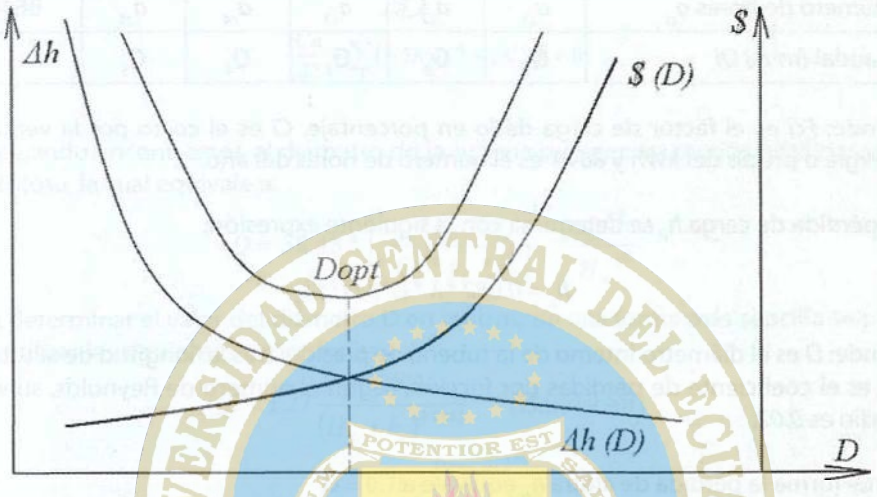


Figura 13.2. Determinación del diámetro de la tubería de presión.

Valor anual de las pérdidas de energía por fricción.

El valor anual de las pérdidas de energía por fricción está dado en función del número de horas que trabaja la planta con un factor de carga.

$$Cp = \sum Cpi$$

Donde *Cpi* Valor de las pérdidas de energía por fricción correspondiente, equivale a:

$$Cpi = a_{ci} * C_1 * .9.81. * Q * ht$$

Donde: C_1 es el costo por la venta de energía o precio por el kWh, h_t es la pérdida de carga, a_{ci} es el número de horas con un factor de carga F_{ci} y *Q* es el caudal a plena carga. El factor de carga y el número de horas se toman del estudio de demanda; a cada factor de carga F_{ci} corresponde un caudal *Qi*.

Para facilitar la determinación de las pérdidas por fricción se puede construir la tabla 13.1.

Tabla 13.1. Coeficientes de pérdidas por fricción

	Períodos de demanda					Total
Factor de carga *(%)* F_{c1}	F_{c1}	F_{c2}	F_{c3}	F_{c4}	F_{c5}	
Número de horas a_{ci}	a_{c1}	a_{c2}	a_{c3}	a_{c4}	a_{c5}	8640
Caudal *(m³/s)* Qi	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	

Donde: *Fci* es el factor de carga dado en porcentaje, *Ci* es el costo por la venta de energía o precio del *kWh* y *8640* es el número de horas del año.

La pérdida de carga h_{ti} se determina con la siguiente expresión:

$$h_{ti} = 0.082 * \lambda * Q^2 * D^{-5} * L_e$$

Donde: *D* es el diámetro interno de la tubería de presión, *L* es la: longitud de la tubería y λ es el coeficiente de pérdidas por fricción, según él numero de Reynolds, su valor medio es *0,02*.

De tal forma la pérdida de altura h_{ti} equivale a:

$$h_{ti} = 0.0016 * Q^2 * D^{-5} * L_e$$

Reemplazando la ecuación anterior en Cpi obtenemos:

$$C_{pi} = 0.0157 * a_{ci} * C_1 * Q^3 * D^{-5} * L$$

De tal forma el valor total de las pérdidas por fricción es:

$$C_p = \sum C_{pi} = \sum 0.0157 * a_{ci} * C_1 * Q_i^{\,3} * D^{-5} * L$$

Valor anual por amortización y mantenimiento de la tubería

El valor anual por amortización y mantenimiento de la tubería de presión es:

$$C = C_2 * Gt * i/100$$

Donde: C_2 es el costo de un kilogramo de tubo instalado incluyendo accesorios y su mantenimiento, *i* es la tasa de descuento en porcentaje y *Gt* es el peso del tubo y sus accesorios

El peso de la tubería más accesorios es de: $Gt \cong \gamma_t * \pi * D^2 * e * Le * i/100$

Donde: γ_t es el peso específico del material, *D* es el diámetro de la tubería, *Le* es la longitud de la tubería y *e* es el espesor, el cual equivale a:

$$e = \frac{1.3 * H_B}{40 * \sigma_t}$$

Donde: *1.3* es la sobrepresión, creada por el golpe de ariete en un *30%* de la altura bruta, H_B es la altura bruta y σ_t es la tensión de tracción del material de la tubería.

Para determinar el valor mínimo total de la energía perdida se halla la derivada parcial, es decir:

$$\frac{\partial Ca}{\partial D} = 0$$

$$\frac{\partial Ca}{\partial D} = \sum_{1}^{i}\left(-5K_1 D^{-6} + 2K_2 D\right) = 0$$

Despejando encontramos el diámetro de la tubería que genera menos pérdidas y no es costosa, la cual equivale a:

$$D = 38{,}48 * \left(\frac{a_c * C_1 * \sigma_t}{C_2 * \gamma_t * i}\right)^{1/7} * \frac{Q^{3/7}}{H_B^{1/7}}$$

Para determinar el valor del diámetro D en metros, de una forma más sencilla se pueden utilizar las siguientes expresiones:

$$D = 1.27\frac{Q^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}} \quad \text{(Bondschú)}$$

$$D = 0.71\frac{Pemax^{0.43}}{(H_B + h_s)^{0.65}}$$

$$D = 1.13\sqrt{\frac{Q}{H}}$$

Donde: *Q* es el caudal de diseño, dado en m^3/s, *H* es la caída bruta, dada en metros y *Pemax*, es la potencia eléctrica, dada en kW.

13.3. Pérdidas en la tubería de presión.

Las pérdidas de carga o altura son generadas por la fricción de los elementos que componen la tubería de presión, como: la rejilla h_r, la entrada en la tubería h_E, los codos h_k, la fricción en el tubo h_{fricc}, las válvulas h_v, las bifurcaciones h_{ram} y el estrechamiento del tubo $h_{estr.}$

Las pérdidas en la tubería son la suma de todas las pérdidas por fricción.

$$h_t = h_r + h_E + h_k + h_{fricc} + hv + h_{ram} + h_{estr}$$

Las pérdidas por fricción en la tubería de presión son las más importantes de todas (aproximadamente el 90%) debido a la longitud de la tubería, y pueden ser el 10% de la caída bruta. Estas pérdidas se determinan de la siguiente forma:

- **Pérdidas en la rejilla** h_r

$$h_r = \xi_R \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

Donde: ξ_R es el Coeficiente de pérdidas (ver figura 13.3) y V es la Velocidad del agua entrante a la rejilla (m/s).

- **Pérdidas de entrada** h_E

$$h_E = \xi_E \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

Donde: ξ_R es el coeficiente de pérdida depende de la forma de la entrada (ver figura 13.4.) y V es la velocidad en el tubo.



Figura 13.3. Pérdidas en la rejilla por fricción.

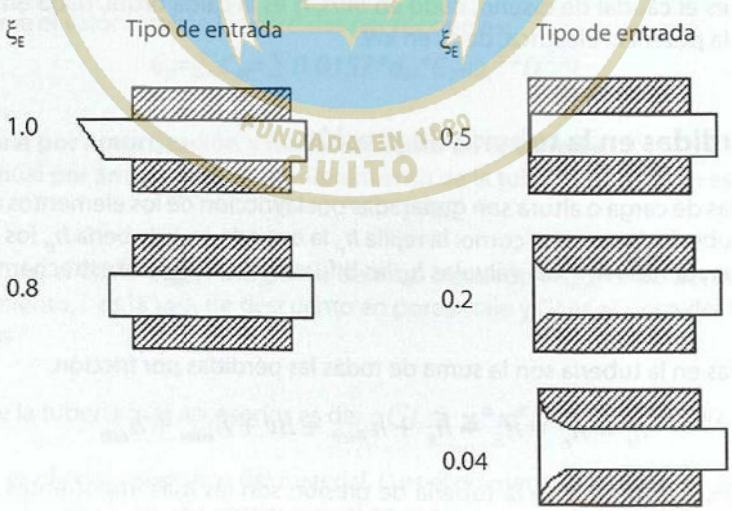


Figura 13.4. Coeficiente de pérdidas en la entrada de la tubería.

- **Pérdidas en codos** h_k

$$h_k = \xi_k \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

Donde: ξ_k es el coeficiente de pérdida, depende del ángulo del codo (ver figura 13.5. y tabla 13.2) y V es la velocidad en el Tubo.

Tabla 13.2. Coeficiente de pérdida ξ_K para codos de tubos circulares.

α(°)	10	15	22.5	30	45	60	90
ξ_k	0.044	0.062	0.154	0.165	0.320	0.684	1.265

- **Pérdidas por fricción en el tubo** h_{fricc}

$$h_{fricc} = \lambda \frac{L}{d} \frac{V^2}{2g} (m)$$

Donde: λ es el coeficiente de pérdida, L es la longitud de la tubería, d es el diámetro interno de la tubería y V es la velocidad dentro del tubo

El coeficiente de pérdida equivale a: $\lambda = 0.01 \left(\frac{K}{d}\right)^{0.134}$

Donde la constante k se determina en función del tipo de material (ver tabla 13.3).

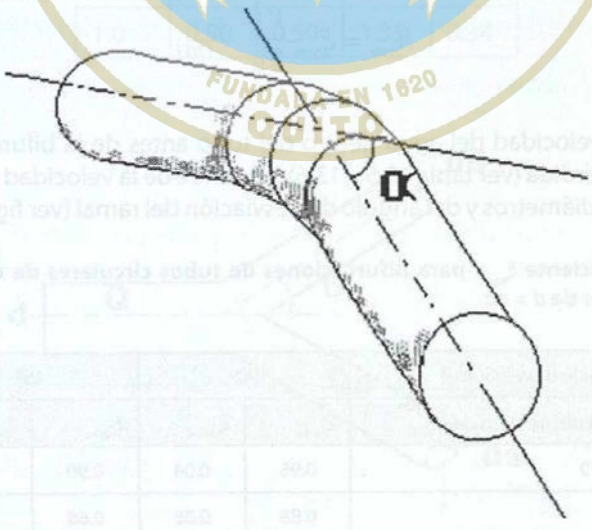


Figura 13.5. Ángulo en un codo

Tabla 13.3. Valores de *k* para calcular el coeficiente de pérdidas

Tubo de acero (nuevo)	$k = 1.15\ m$
Tubo de hierro fundido (nuevo)	$k = 2.5\ m$
Tubo de acero corroído (en operación)	$k = 5\ m$
Tubo plástico	$k = 0.5\ m$

- **Pérdida en válvulas h_v**

$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} (m)$$

Donde: ξ_v es el coeficiente de pérdida, depende del tipo de la válvula (ver tabla 13.4) y *V* es la velocidad en el tubo (m/s).

Tabla 13.4. Valores típicos de ξ_v

Válvula mariposa	$\xi_v = 0.2 - 0.4$
Válvula esférica	$\xi_v = 0.1$
Válvula anular	$\xi_v = 1.2 - 2.5$

- **Pérdidas por bifurcación de la tubería h_{ram}**

Estas pérdidas se presentan cuando la tubería de presión se divide para alimentar a dos o más turbinas paralelas o cuando una turbina pelton tiene varias toberas.

$$h_{ram} = \xi_{ram} \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

Donde: *V* es la velocidad del agua dentro del tubo antes de la bifurcación, ξ_{ram} es el coeficiente de pérdida (ver tabla 13.5 y 13.6), depende de la velocidad de las corrientes parciales, de los diámetros y del ángulo de desviación del ramal (ver figuras 13.6 y 13.7)

Tabla 13.5. Coeficiente ξ_{ram} para bifurcaciones de tubos circulares de cantos aristas de diámetros iguales de *d = da*

Ángulo de desviación β	90°		45°	
Coeficiente de pérdidas ξ_{ram}	$\xi_{ram\,a}$	$\xi_{ram\,d}$	$\xi_{ram\,a}$	$\xi_{ram\,d}$
$Q_a/Q = 0$	0.95	0.04	0.90	0.04
0.2	0.88	0.08	0.68	0.06
0.4	0.89	0.05	0.50	0.04

0.6	0.95	0.07	0.38	0.07
0.8	1.10	0.21	0.35	0.20
1.0	1.28	0.35	0.48	0.33

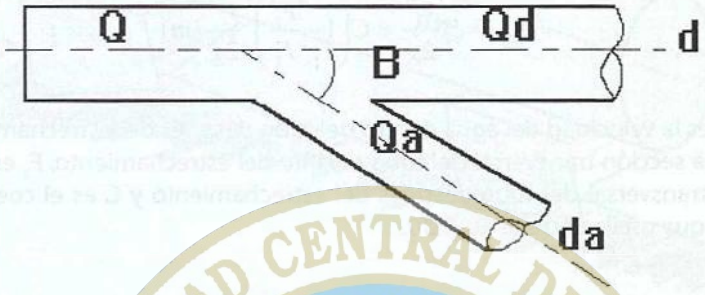


Figura 13.6. Tubo en Y asimétrico

Tabla 13.6 Coeficientes para tubos en Y simétricos con B = 45° y diferente admisión

da/d	1.0		0.707	
Qa/Q	ξ_{ram}	ξ_{ram}	ξ_{ram}	ξ_{ram}
0.5	0.55	2.20	0.75	0.75
1.0	0.50	0.50	1.35	0.34

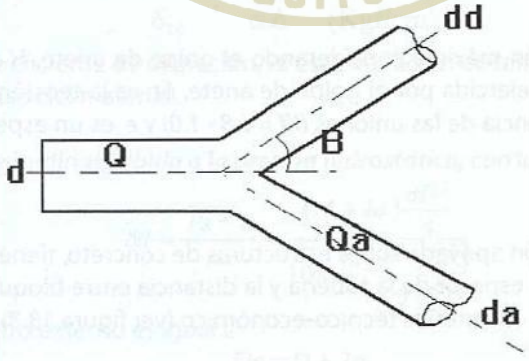


Figura 13.7. Tubo en Y simétrico

- **Pérdidas por estrechamiento del tubo** h_{estr}

Las pérdidas por estrechamiento del tubo se denominan repentinas cuando se realiza en un ángulo menor de 8º, en caso contrario se les considera paulatino y son despreciables. Cuando el estrechamiento es repentino son iguales a:

$$h_{estr} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C\left(1 - \frac{F_2}{F_1}\right)^2 \frac{V^2}{2g}(m)$$

Donde: V_2 es la velocidad del agua dentro del tubo después del estrechamiento, F_1 es él área de la sección transversal del tubo delante del estrechamiento, F_2 es el área de la sección transversal del tubo después del estrechamiento y C es el coeficiente de corrección que oscila entre 0.40 - 0.50.

13.4. Espesor de la tubería.

El espesor de la tubería se determina con base en el golpe de ariete y se corrobora su elección comprobando si su tensión máxima permisible es mayor que las tensiones ejercidas sobre él.

Para mayor facilidad de montaje y mantenimiento de la tubería de presión, se construye a cielo abierto apoyada sobre estructuras de concreto. Esta construcción genera tensiones adicionales a la tubería de presión que debe soportar, ellas son: tensión debido a la variación de temperatura, tensión de flexión y tensión longitudinal.

El espesor de la tubería de presión se determina de la siguiente forma:

$$e = \frac{\partial Ps * D}{2\delta t Kf} + e_s = \frac{(H + h_s)D}{2\delta t Kf} + e_s$$

Donde: *Ps* es la presión máxima considerando el golpe de ariete, *H* es la caída neta, *hs* es la sobrepresión ejercida por el golpe de ariete, δt es la tensión de tracción del material, *Kf* es la eficiencia de las uniones *(Kf = 0.8 - 1.0)* y e_s es un espesor adicional *(e_s = 3 mm)*.

Tensiones

En la tubería de presión apoyada sobre estructuras de concreto, tiene gran importancia la relación entre el espesor de la tubería y la distancia entre bloques *"Ls"*, decisión que se toma con base en criterios técnico-económico (ver figura 13.8).

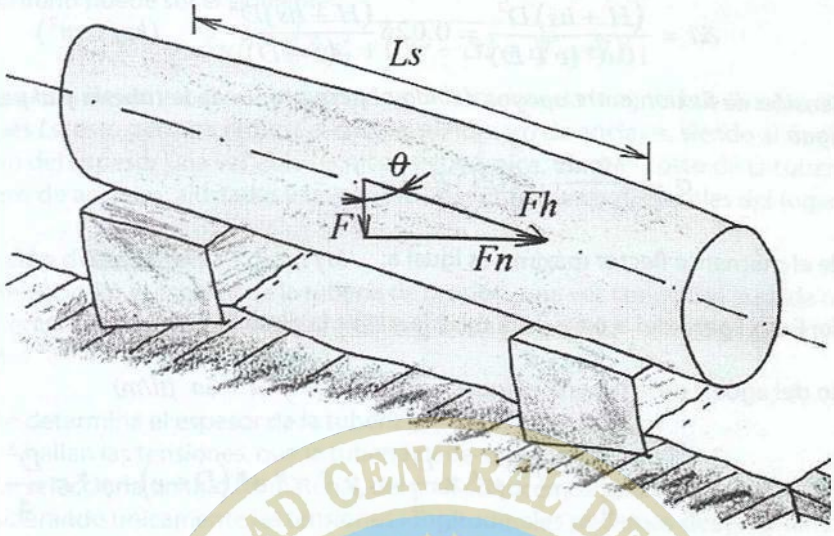


Figura 13.8. Tensiones en la tubería.

Las principales tensiones que debe soportar el espesor de la tubería son:

- ***Tensión tangencial ejercida por el golpe de ariete***

$$\delta ta = \frac{PsD}{2e} = \frac{(H + hs)D}{20e} = 0.05(H + hs)\,{}^{D}/_{e} \qquad (\mathrm{Kgf/cm^2})$$

Donde: *H* es la caída neta (m), *hs* es la sobrepresión ejercida por el golpe de ariete (m), *e* espesor de la tubería (m) y *D* es el diámetro interno (*m*).

- ***Tensión longitudinal debido a la variación de temperatura.*** (No se dispone de juntas de dilatación).

$$\delta_{te} \qquad \alpha\,\Delta \qquad (\mathrm{Kgf/cm^2})$$

Donde: α es el coeficiente de dilatación, *Δt* es la variación de temperatura y *E* es el modulo de elasticidad del material.

- ***Tensión longitudinal debida a la presión hidrostática, con la válvula cerrada.***

$$\delta tl = \frac{Ps * A}{As} = \frac{(H + hs)\frac{\pi D^2}{4}}{10\pi\frac{(De^2 - D^2)}{4}}$$

Donde el diámetro externo es igual a:

$$De = D + 2e$$

En este caso la presión hidrostática es igual a:

$$\delta tl = \frac{(H+hs)D^2}{10e*(e+D)} = 0.025\frac{(H+hs)D^2}{e(e+D)} \qquad (kgf/cm^2)$$

- ***Tensión de flexión entre apoyos debido al peso propio de la tubería y al peso del agua.***

$$\sigma_f = \frac{Mmax}{W} \quad (Kgf/cm^2)$$

Donde el momento flector máximo es igual a: $Mfm\ x \quad F\frac{Ls^2}{} Sen\theta$

Donde: *F* es el peso del agua y de la tubería y *Ls* es la distancia entre soportes

El peso del agua y de la tubería es igual: $F = Gt + Ga \ (tf/m)$

$$F = \gamma_t * \pi * \frac{\left(De^2 - D^2\right)}{4} + \gamma * \pi\frac{D^2}{4} = \gamma_t * \pi * e*\left(D+e\right) + \gamma * \pi\frac{D^2}{4}$$

Donde: *Gt* es el peso de la tubería, *Ga* es el peso del agua, γ_t es el peso específico de la tubería y γ es el peso específico del agua.

El momento de resistencia W es igual a:

$$W = \frac{\pi}{32}\frac{\left(De^2 - D^4\right)}{De} = 0.393\frac{(D+e)\left(2D^2+4De+4e^2\right)}{D+2e}$$

Es decir que la tensión por flexión es igual a:

$$\sigma_f = \frac{Mmax}{W} = \frac{F*\left(Ls^2/8\right)Sen\theta}{W}$$

- ***Tensión longitudinal, debido a la inclinación por variación de la pendiente del terreno.***

$$\delta j = \frac{4*F*Ls*Cos\theta}{\pi\left(De^2 - D^2\right)} = \frac{F*Ls*Cos\theta}{\pi*e*(D+e)} \ (Kgf/cm^2)$$

- ***Tensión resultante.***

Un criterio para comparar las tensiones y elegir la que nos ofrezca mayor seguridad, se puede optar por: $\delta ad \rangle \sum_{j=1}^{5} \delta j$

Tal criterio conduce a elegir una longitud entre apoyos corta, por tal motivo se puede considerar únicamente las tensiones longitudinales, para determinar la longitud *Ls* entre ellos.

$$\delta ad \rangle \sum_{j=2}^{5} \delta j$$

Otro criterio puede ser el siguiente:

$$\delta ad = \sqrt{\delta a^2 + (\delta e + \delta l + \delta f + \delta j)^2}$$

La selección de un espesor e mayor permite aumentar la longitud de la tubería entre bloques *Ls*; esto permite reducir el costo y el número de anclajes, siendo al final la selección del espesor una variable técnico - económica, entre el costo de la tubería y el número de anclajes, ajustadas a las condiciones constructivas y locales del lugar.

Selección del espesor.

Para seleccionar el espesor de la tubería de presión, una vez conocidos la caída neta, la pendiente del terreno y el diámetro de la tubería de presión, se siguen los siguientes pasos:

- Se determina el espesor de la tubería.
- Se hallan las tensiones, que la tubería debe soportar.
- Se selecciona un tipo de material, del cual conocemos su tensión admisible y considerando únicamente las tensiones longitudinales podemos determinar la longitud entre apoyos *Ls*.

$$\delta ad \rangle \sum_{j=2}^{5} \delta j$$

13.5. Material

Al decidir el material que se empleará para un proyecto tienen que ser considerados los siguientes factores:

- Presión de diseño.
- Tipo de unión.
- Diámetro y pérdida por fricción.
- Peso y grado de dificultad de la instalación.
- Accesibilidad al sitio.
- Terreno y tipo de suelo.
- Mantenimiento y vida esperada de la instalación.
- Condiciones climáticas.
- Disponibilidad.
- Costo relativo.

Los materiales frecuentemente utilizados en las tuberías de presión son:

- Acero comercial.
- Policloruro de vinilo (PVC)
- Polietileno de alta densidad.
- Hierro dúctil centrifugado.
- Asbesto-cemento.
- Resina poliéster con fibra de vidrio reforzado

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

Brevemente nos referimos a ellos.

El ***acero comercial*** ha sido uno de los materiales más usados para tuberías de presión. Estas tuberías pueden ser fabricadas con maquinaria común en la mayoría de talleres de regular tamaño que trabajen con acero. Se fabrican con planchas de acero roladas y soldadas. Sus diámetros y espesores son variados. Tienen un factor de pérdida por fricción regular y si están protegidas por una capa de pintura u otra capa de protección pueden durar hasta 20 años. Además, son resistentes a impactos, y relativamente pesados, pero en caso de ser necesario pueden ser fabricadas en longitudes adecuadas para su transporte e instalación. Se unen mediante bridas, soldadura o juntas mecánicas. Las tuberías de presión de acero que son enterradas corren el riesgo de corroerse.

La ***tubería de PVC*** es una de las más empleadas en las pequeñas centrales. Es relativamente económica, se produce un diámetro que van hasta cerca de 400mm, y es adecuada para presiones elevadas (100 a 150 m).Al variar el espesor de la pared de la tubería se obtienen diferentes niveles de presión. Es liviana y fácil de transportar e instalar. Tiene un factor de pérdidas por fricción bajo y es resistente a la corrosión. No obstante, es relativamente frágil y puede ser dañada por golpes o impactos de rocas, especialmente a bajas temperaturas. La principal desventaja es que el PVC se deteriora cuando se expone a la luz ultravioleta, la cual raja la superficie afectando seriamente la resistencia de la tubería. Por ello, siempre debe estar protegida de la luz solar directa ya sea enterrándola, cubriéndola con vegetación, envolviéndola o pintándola. Las tuberías de PVC tienen uniones tipo espiga y campana, las cuales se unen empleando pegamento o con un anillo flexible de sellado.

El ***hierro dúctil*** ha reemplazado en gran medida al hierro fundido, aunque este último todavía se utiliza en sistemas antiguos. En ocasiones, las tuberías de hierro dúctil están revestidas en su interior con cemento, lo que las dota de protección contra la corrosión y de una baja pérdida por fricción. Es un material pesado, de allí que sea difícil de instalar y sea más de costoso. Estas tuberías por lo general son unidas mecánicamente (casquillo empernado), con espiga campana y un sello flexible, o bien pueden ser embridadas.

Las tuberías hechas de ***cemento reforzado*** con fibra de asbesto son frágiles y adecuadas para trabajar a una presión moderada. Son más pesadas que las de PVC y tienen una apreciable pérdida por fricción. El polvo producido al cortar estas tuberías puede ser dañino para la salud; por tal razón quienes trabajan con ellas tienen que usar ropa de protección adecuada además de máscaras.

Las tuberías hechas de ***resina reforzada con fibra de vidrio*** insertada en forma de espiral son livianas y poseen bajo coeficiente de fricción. Son frágiles y hay que instalarlas con bastante cuidado. Pueden ser utilizadas con presiones elevadas con la condición de que estén bajo tierra y se rellene el espacio donde se colocan con material fino seleccionado. Se unen con una espiga campana y sello flexible. Dependiendo de su disponibilidad y costo relativo, estas tuberías pueden ser una buena alternativa, pero aún no tiene mayor aceptación.

Las tuberías fabricadas con ***polietileno de alta densidad*** son buena alternativa frente a las de PVC. Son particularmente útiles para pequeños sistemas debido a su fácil instalación. Tienen un coeficiente de pérdidas de fricción bajo, son resistentes a la corrosión y no se deterioran cuando están expuestas a la luz solar. Estas tuberías con frecuencia se unen calentando los extremos y fusionándolos a presión utilizando un equipo especial, lo cual es una desventaja. Una apreciación de las bondades de cada uno de los materiales se observa en las tablas 13.7, 13.8 y 13.9.

Tabla 13.7. Comparación de los diferentes materiales para tuberías de presión.

Material	Pérdida por fricción	Peso	Corrosión	Costo	Presión de trabajo
Hierro dúctil	4	3	2	1	5
Asbesto cemento	3	3	4	4	4
PVC	5	5	4	4	4
Acero comercial	3	3	3	2	5
Polietileno	5	5	5	3	4

Rango: Malo=1; Excelente=5

Tabla 13.8. Propiedades físicas de materiales para tuberías.

Material	Módulo de Young GN/m²	Coef. exp. lineal m/m°c	Esfuerzo de rotura MN/m²	Densidad KN/m³
Acero bajo %c	207	12×10^{-6}	350	78.6
PVC	2.75	54×10^{-6}	28	14
Polietileno	0.19 - 0.78	140×10^{-6}	5.9 - 8.8	9.4
Hierro ductil	170	11×10^{-6}	310 - 520	70

Tabla 13.9. Criterios para la selección del material del tubo

Material del tubo Criterios de aplicación	Tubos plásticos		Tubos de acero fundido (centrifugado)		Tubos de acero
	Politileno flexible	Polietileno rígido	Juntas resistentes a la tracción	Juntas no resistentes a la tracción	
- Caudal	máx. 30 1/s	máx. 200 l/s	Cualquier caudal		Cualquier caudal
- Presión (en operación)	máx. 100 m de columna de agua (en función del espesor de pared del tubo y del diámetro)	máx. 160 m	máx. 400 m de columna de agua (en función del espesor de pared del tubo y del diámetro)		(en función del espesor de pared y del diámetro)
Modo de unión de tubos a ensamblarse	Manguitos enroscados o bridas impermeables;		Uniones enroscadas o bridas impermeables o resistentes a la presión.		Bridas soldadas o uniones simplemente soldadas.
	No resistentes a tracción.	Resistentes a la tracción	Resistentes a la tracción	No resistentes a tracción.	(ensamblaje de piezas de tubos impermeables; resistentes a la tración y presión)
Montaje	Muy simples; tubos rápidamente a juntarse; no todos estos tubos son aptos (en caso de laderas susceptibles a deslizamientos); uniones no resistentes a la tracción.		Simple: rápido montaje.	Aptos en laderas susceptibles a deslizamientos.	Trabajoso debido a las acciones de soldadura.
Peligro de desgaste (a causa de arena en suspención)	Peligro de desgaste		Peligro menos pronunciado		Poco peligro

Material del tubo Criterios de aplicación	Tubos plásticos	Tubos de acero fundido (centrifugado)	Tubos de acero
Resistencia al agua químicamente agresiva.	Muy buena resistencia	Resistencia relativamente alta; reduciéndose a medida del avance de corrosión al interior de acuerdo con el tiempo operado.	Poca resistencia; de acuerdo con el tiempo operado: corrosión de la pared interior.
Efectos (influencia) de rayos ultravioletas (uva) en la resistencia del material	Muy sensibles a rayos ultravioleta; siendo PVC más susceptible; sólo usar tubos con alta resistencia garantizada. Protección profiláctica: entierro (tubería cubierta, no expuesta a la luz); (nuevos resultados del desarrollo tecnológico en el futuro).	Sin problemas	Sin influencia
Costo de tubería	Menos costoso que los tubos metálicos	Tubos más caros que tubos plásticos y tubos de acero	Menos costosos que tubos de acero fundido centrífugado
Costo en el montaje	Relativamente bajo	Relativamente bajo	Relativamente alto.

Tipos de uniones.
Las tuberías, por lo general, vienen en longitudes estándar y deben ser unidas entre sí. Hay muchas maneras de hacerlo. Al escoger el mejor método de unión para un sistema determinado, hay que considerar los siguientes aspectos:

- Adecuación al material de tubería seleccionada.
- Grado de destreza del personal que instala las tuberías.
- Grado de flexibilidad requerido en las uniones.
- Costos relativos.
- Grado de dificultad de la instalación.

Los tipos de uniones de tuberías pueden clasificarse en cuatro categorías:

- Embridada.
- Espiga y campana.
- Mecánica.
- Soldada.

Uniones con bridas (embridada). Al fabricar las tuberías individuales se colocan bridas (ver figura 13.9) en sus extremos y después cada una de las bridas es empernada a la otra durante la instalación. Se necesita poner una empaquetadura de caucho entre cada par de bridas. Las tuberías unidas con bridas son fáciles de instalar, pero éstas pueden aumentar el costo de la tubería. Las uniones embridadas con frecuencia se utilizan en tuberías de acero pero también ocasionalmente de hierro dúctil. Las bridas deben fabricarse de acuerdo con normas establecidas.



Figura 13.9. Unión por medio de bridas.

Espiga y campana. Las uniones de espiga y campana (ver figura 13.10) vienen preparadas de fábrica, de manera que el diámetro interno de la campana es igual al diámetro externo de la tubería. El extremo de cada tubería puede así ser empujado en la campana de la siguiente. Se necesita sellar cada sección de tubería, lo que se logra empleando un buen sello de caucho o un pegamento especial.



Figura 13.10. Unión de espiga y campana

Las uniones con sello de caucho son de dos tipos: sello de anillo "O" y sellos de labio V simples o múltiples. Estas uniones permiten generalmente unos pocos grados de deflexión. Hay que tomar algunas precauciones cuando se realiza este tipo de unión, tales como:

- El sello debe estar limpio y seco al realizar la unión. Es mejor no intentar instalar tuberías cuando esté lloviendo.
- Se debe utilizar un lubricante especial. Nunca emplear aceite a base de grasa puesto que pudriría el sello. Si no se consigue el lubricante especial, se puede usar jabón.
- Para realizar la unión de tuberías de gran diámetro (mayor de 200 mm) se necesitará herramienta especial, ya que esta no se podrá hacer sólo con las manos.
- Asegurarse de que la unión esté correctamente alineada antes del acoplamiento final. Las uniones con sello de anillo V son extremadamente difíciles de separar. Las uniones de espiga y campana soldadas con pegamento se utilizan en tuberías de PVC. Se recomienda consultar con los fabricantes y hacer el pedido especificando el uso que se dará a la tubería.
- Los gases del pegamento disolvente son altamente tóxicos, se debe evitar una exposición prolongada a ellos y asegurarse de que haya una adecuada ventilación.

Las ***uniones mecánicas*** rara vez son usadas en las tuberías de presión debido a su costo. Su principal aplicación es para unir tuberías de diferente material (por ejemplo acero y PVC), o cuando se necesita una ligera deflexión en una tubería que no garantiza la colocación de un codo. Algunos tipos de unión mecánica no pueden tolerar fuerzas en la dirección de la tubería y tienen que ser fijados con bloques de anclajes.

Las uniones soldadas se emplean (ver figura 13.11) en tuberías de acero y apelando a técnicas especiales en el caso de las de polietileno. Se trata de un método relativamente barato, pero tiene la desventaja de que requiere personal especializado, sin contar con los problemas que presenta el llevar un soldador de arco y una fuente de energía

(que puede ser un generador) a un terreno remoto y de difícil acceso. Es imprescindible contar con una persona competente para realizar la soldadura a fin de asegurar una buena unión. Con este tipo de unión se pueden aceptar pequeñas desalineaciones. La soldadura de una tubería de polietileno requiere también alguna capacitación. El hecho de tener que comprar equipo especial resulta algo costoso, aunque a menudo es posible alquilárselo al fabricante de tuberías.

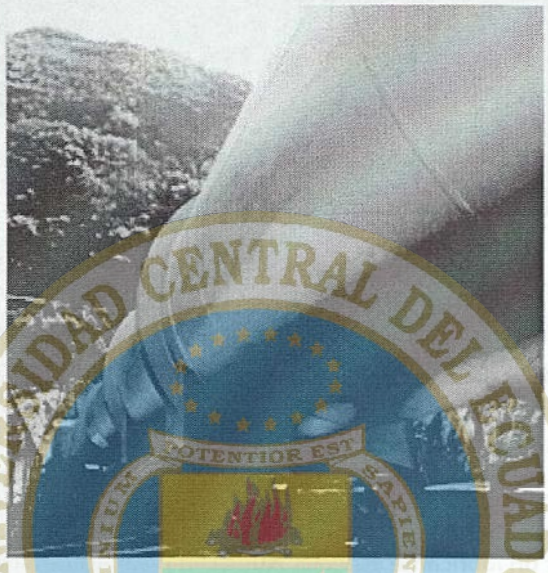


Figura 13.11. Unión soldada.

Los dos extremos de la tubería que serán unidos son fijados en una plantilla especial, colocando luego moldes calientes en ambos extremos. La temperatura del molde y el tiempo en que se aplica son decisivos para lograr una buena unión. Cuando el material al extremo de la tubería está en estado semilíquido, se juntan con fuerza los dos extremos lo que hace que ambos se "fusionen". El proceso se llama "soldadura por fusión", y con un poco de práctica puede hacerse muy rápidamente.

Juntas de expansión. En las tuberías de presión de acero crean esfuerzos por contracción y dilatación, ocasionados por las variaciones de temperatura, que deben ser soportados por juntas de expansión (ver figura 13.12). Generalmente existe una inmediatamente debajo de la cámara de carga o del anclaje superior. La dilatación de la tubería debe ser calculada como sigue:

$$E = \alpha \times \Delta T \times L$$

Donde: *E* es la dilatación en metros, *a* es un coeficiente de dilatación, para el acero se toma como: 1.5 * 10-5 m / m °c, *ΔT:* es el cambio de temperatura experimentada por la tubería (°c) y *L* es la longitud de la tubería (m).

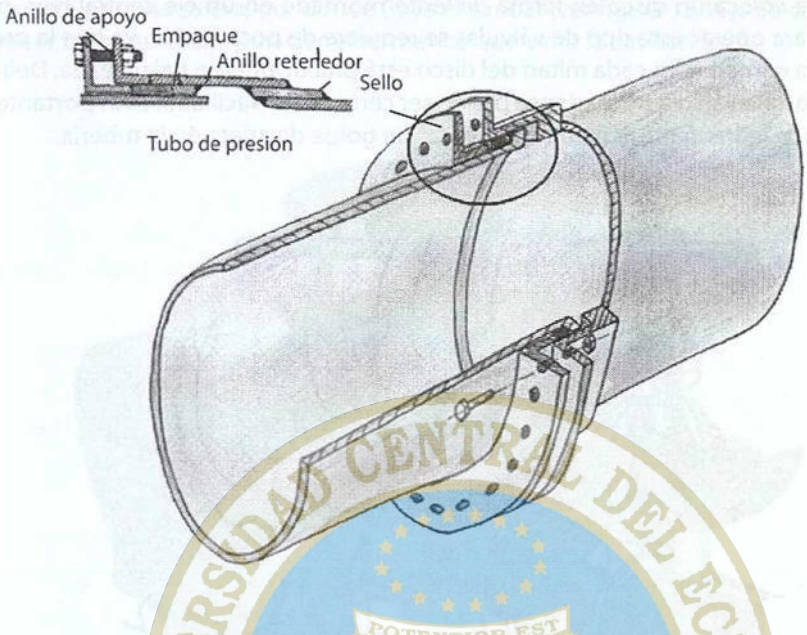


Figura 13.12. Junta de expansión

13.6. Válvulas

Las válvulas ubicadas antes de la turbina se utilizan para el cierre del caudal a través de la turbina y para operaciones de reparación. Para P.C.H´s. de gran caída (H > 200 metros) las válvulas antes de la turbina son operativas, que se cierran por parada de la turbina con el fin de evitar cavitación.

Para P.C.H´s de baja caída se utilizan válvulas de compuerta en la entrada de la turbina y válvulas mariposa para caídas que oscilan entre 30 - 200 metros con una diámetro de la tubería de presión de 1200 mm y esféricas cuando la caída bruta es superior a los 200 metros.

Una **válvula de compuerta** consiste básicamente en un disco metálico que sube y baja a voluntad y que está ubicado en el cuerpo de la válvula (ver figura 13.13). A mayores presiones las válvulas de gran diámetro se precisa de una fuerza importante para operarlas y vencer las fuerzas de fricción en la válvula. Por esta razón, cuando se coloca una válvula de compuerta grande en la parte inferior de la tubería de presión se coloca también una pequeña válvula de *bypass* para conectar el lado de alta presión con el de baja presión. Si el lado de baja presión no está abierto a la atmósfera, habrá un aumento de presión que eventualmente igualará la presión a ambos lados de la válvula, facilitando su apertura.

La **válvula mariposa** básicamente se trata de una extensión de la tubería dentro de la cual se coloca un disco en forma de lente montado en un eje central (ver figura 13.14). Para operar este tipo de válvulas se requiere de poca fuerza, ya que la presión de contra corriente en cada mitad del disco está prácticamente balanceada. Debido a su diseño, una válvula de mariposa puede ser cerrada con facilidad. Es importante que sea cerrada lentamente, a fin de no originar un golpe de ariete en la tubería.

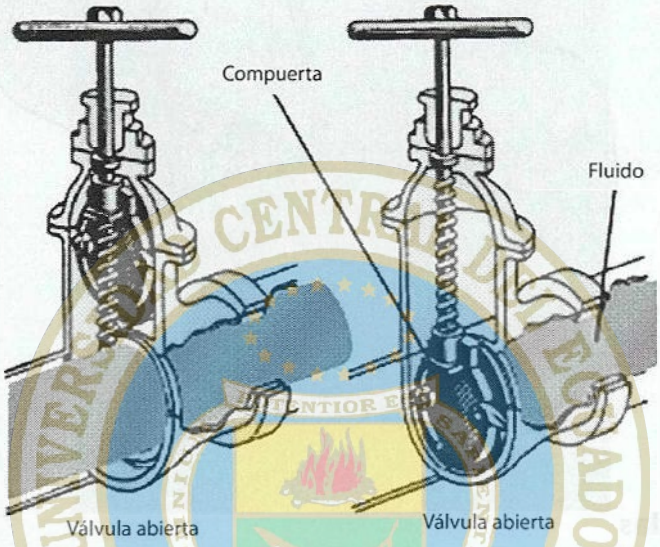


Figura 13.13. Válvula tipo compuerta

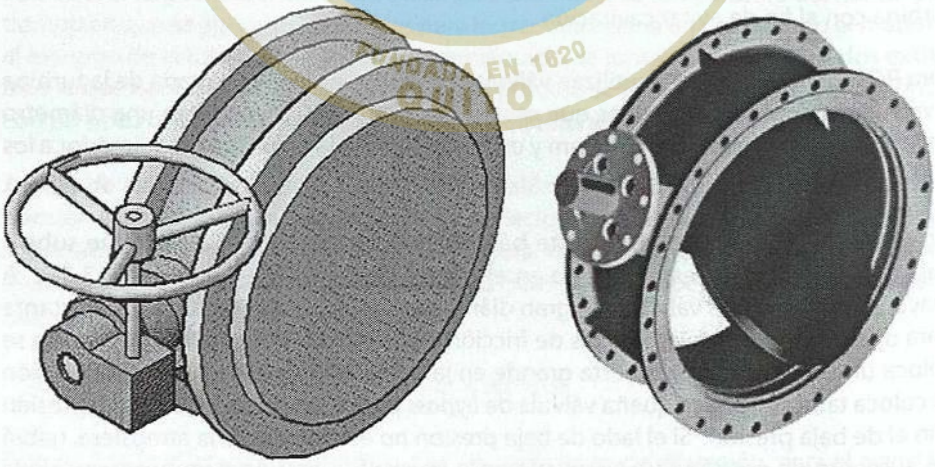


Figura 13.14. Válvula de mariposa.

La **válvula esférica** es prácticamente la continuación de la tubería de presión, está compuesta por una esfera, por donde fluye el caudal (ver figura 13.15). Se caracteriza por tener bajas perdidas y un cierre hermético que evita la cavitación.



Figura 13.15. Válvula esférica.

13.7. Pautas para seleccionar una tubería de presión

Las siguientes pautas son una recomendación para seleccionar las características de la tubería de presión, para una Pequeña Central Hidroeléctrica.

- Considerar las diferentes clases de material disponible, tipos de uniones; comparar formas y costos de mantenimiento. Anotar también diámetros de tubería y los espesores de pared disponibles.
- Calcular la pérdida de altura por fricción del 4-10% para una serie de materiales y diámetros.
- Tabular los resultados.
- Calcular la probable presión adicional por golpe de ariete en caso de un cierre brusco del paso del agua a la tubería, y sumarla a la presión estática.
- Calcular espesores de pared adecuados para los tamaños de tubería que se prefieran tabular.
- Diseñar los soportes, anclajes y uniones para la tubería de presión.
- Preparar una tabla de opciones calculando el costo total de cada una y ver si los componentes están disponibles en el mercado.

- La selección del diámetro se hará tratando de obtener el menor costo y las menores pérdidas de energía.

Ejemplo

Una central hidroeléctrica (CHE) tiene una caída total de 150 metros, desde la toma de agua en la presa hasta la turbina. La tubería de presión tiene un de diámetro de 3.0 metros y una inclinación con respecto al plano horizontal de 60°. La suma de los coeficientes de pérdidas en los accesorios (rejilla, toma de agua, codos y válvula) es de $\Sigma\xi = 1.6$ y el coeficiente de pérdida por longitud para la tubería de presión hecha en acero es de $K = 1.15$.

Se requiere determinar gráficamente el comportamiento de las pérdidas de caída $\Delta h = f(Q)$ y la altura neta $H_N = f(Q)$ para un caudal de (0-100) m^3/s. Adicionalmente se requiere graficar las pérdidas de caída para diferentes diámetros de la tubería de presión, considerando como caudal nominal el caudal máximo.

Solución:

Las pérdidas de la tubería de presión equivalen a:

$$\Delta h = \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)$$

Donde: L es la longitud y factor de fricción λ de la tubería son iguales a:

$$L = \frac{Ht}{Sin\,(60°)} = \frac{150}{Sin\,(60°)} = 173\ m$$

$$\lambda = 0.01\left(\frac{K}{D}\right)^{0.134} = 0.01\left(\frac{1.15}{3}\right)^{0.134} = 8.79*10^{-3}$$

De esta forma las pérdidas de la tubería son:

$$\Delta h = \frac{8Q^2}{\pi^2 * 3^4 * 9.81} * \left(8.79*10^{-3} * \frac{173}{3} + 1.6\right) = 2.149*10^{-3} * Q^2$$

El comportamiento de las pérdidas de la tubería en función del caudal, se observan en la figura 13.16.

La altura neta de la CHE es:

$$H_N = H - \Delta h = H - 2.149*10^{-3} * Q^2$$

El comportamiento de la altura neta de la CHE en función del caudal, se observan en la figura 13.17.

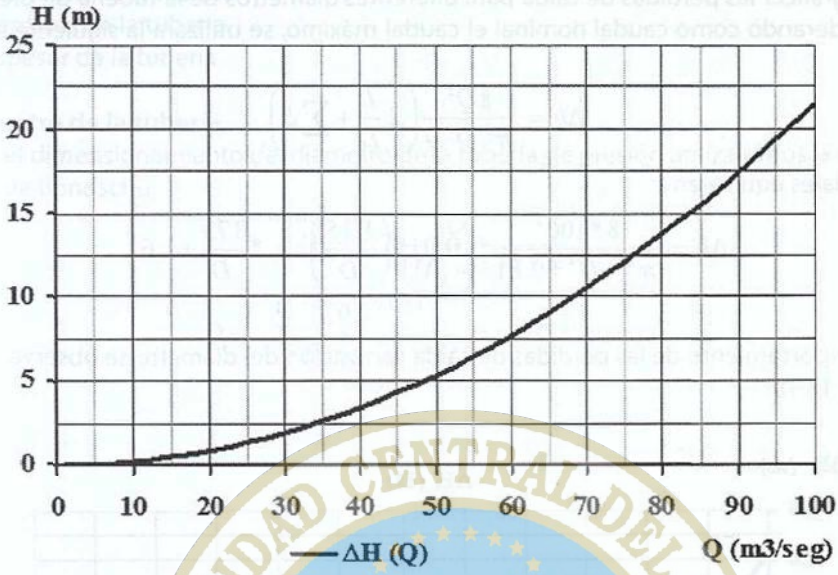


Figura 13.16. Pérdidas de caída en función del caudal.

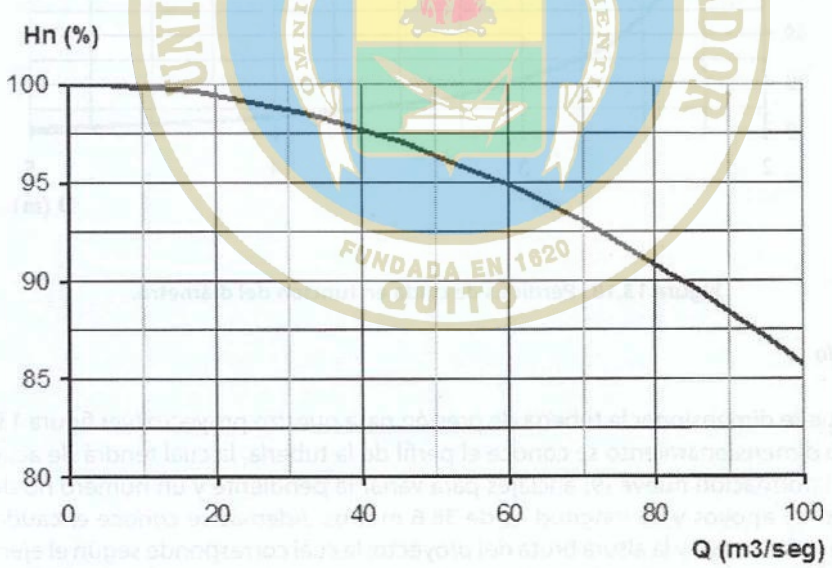


Figura 13.17. Caída neta en función del caudal.

Para graficar las pérdidas de caída para diferentes diámetros de la tubería de presión, considerando como caudal nominal el caudal máximo, se utilizara la siguiente ecuación:

$$\Delta h = \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)$$

Las cuales equivalen a:

$$\Delta h = \frac{8*100^2}{\pi^2 * D^4 * 9.81} * \left(0.01 * \left(\frac{1.15}{D}\right)^{0.134} * \frac{173}{D} + 1.6\right)$$

El comportamiento de las pérdidas de caída en función del diámetro se observa en la figura 13.18.

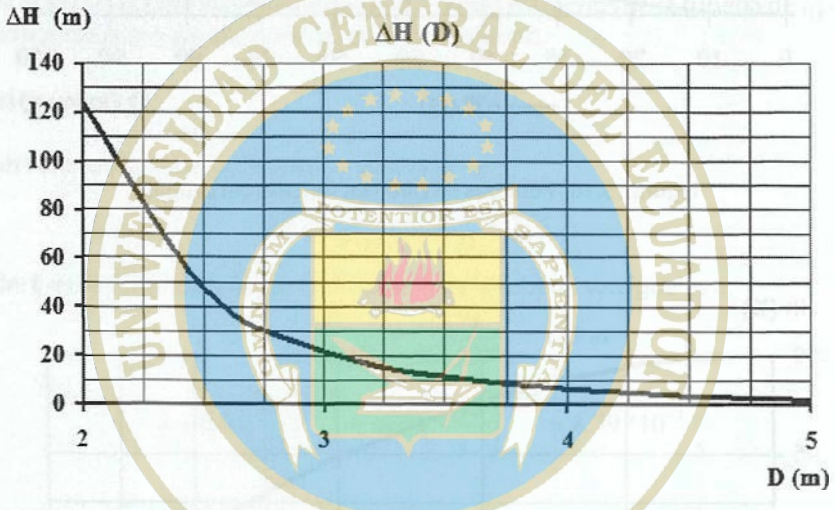


Figura 13.18. Pérdidas de caída en función del diámetro.

Ejemplo

Se requiere dimensionar la tubería de presión para nuestro proyecto (ver figura 13.19). Para su dimensionamiento se conoce el perfil de la tubería, la cual tendrá de acuerdo con la información nueve (9) anclajes para variar la pendiente y un número no determinado de apoyos y su longitud es de 38.6 metros. Además se conoce el caudal de diseño (0.3 m^3/seg) y la altura bruta del proyecto; la cual corresponde según el ejemplo en referencia a la opción número 3 con túnel y nos permite tomar treinta (30) metros de caída. En nuestro proyecto consideraremos el golpe de ariete como a una sobrepresión equivalente al 30 % de la altura bruta.

Para estas condiciones se propone que el material de la tubería sea acero.
Con base en esta información dimensionaremos la tubería en el siguiente orden:

- Diámetro de la tubería.
- Pérdidas en la tubería.
- Espesor de la tubería

Diámetro de la tubería

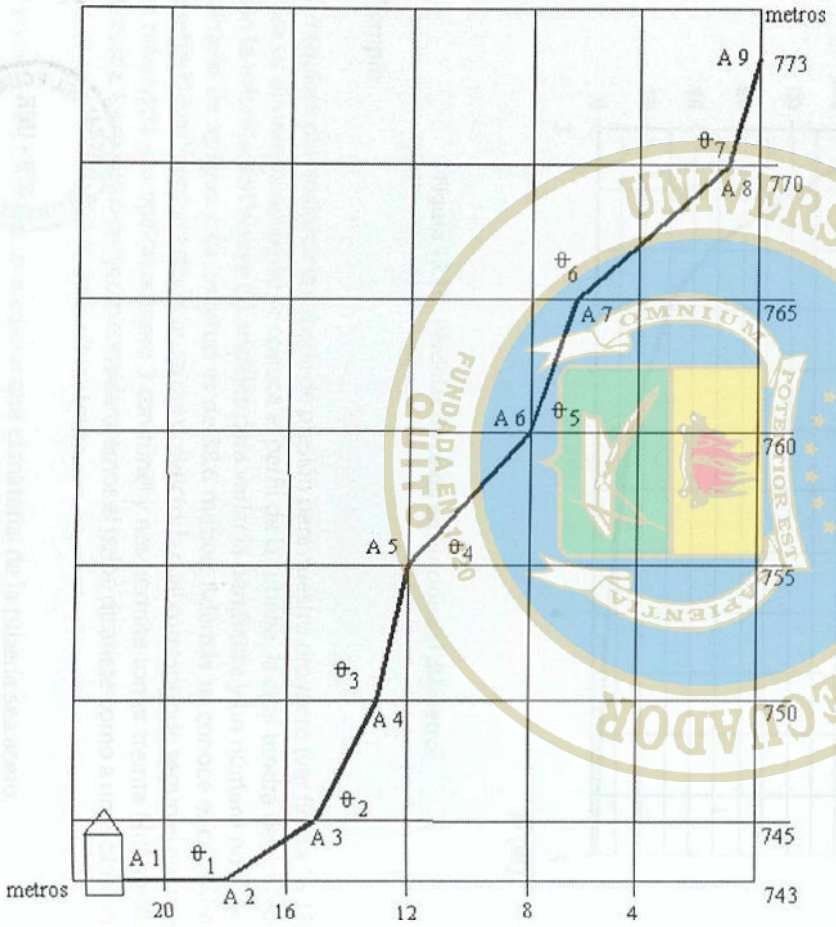
Para el dimensionamiento del diámetro de la tubería de presión utilizaremos la expresión de Bondschú.

$$D = 1.27 \frac{Q^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}}$$

$$D = 1.27 \frac{0.3^{0.4268}}{(1.3 * 30)^{0.1423}} = 0.355 \; metros$$

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
SIB - UCE



Anclaje	Angulo	X (m)	H (m)	Φ (°)	L (m)
A 2	1	3	2	33.7	3.6
A 3	2	2	5	68.2	5.4
A 4	3	1	5	78.7	5.1
A 5	4	4	5	51.3	6.4
A 6	5	1	5	78.7	5.1
A 7	6	6	5	40	7.8
A 8	7	1	3	71.6	3.2
Total		**18**	**30**	**59**	**36.6**

La longitud entre el anclaje A 2 y A 1 es igual a 1 metro.
La longitud entre el anclaje A 1 y la casa de máquinas es igual a 1 metro.

Figura 13.19. Excavaciones y rellenos para el trazado de la tubería a presión.

Pérdidas en la tubería.

Previo a determinar las pérdidas en la tubería se debe conocer la velocidad del caudal en ella, la cual es igual a:

$$V = \frac{Q}{\pi * r^2} = \frac{0.3}{\pi * 0.1775^2} = 3.03\ m/s$$

- ***Pérdidas en la rejilla.***

$$h_r = \xi_R \cdot \frac{V^2}{2g} \qquad (m)$$

Se toma un coeficiente de pérdida par un tipo de rejilla igual a:

$$\varepsilon_R = 1.8$$

En este caso las pérdidas por la rejilla son:

$$h_r = 1.8 * \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.842 metros$$

- ***Pérdidas en el tipo de entrada***

$$h_E = \xi_E \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

Se opta por una entrada con un coeficiente de pérdida bajo igual a:

$$\varepsilon_E = 0.2$$

En este caso las pérdidas en la entrada son iguales a:

$$h_E = 0.2 * \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.094\ metros$$

- ***Pérdidas en los codos***

$$h_k = \xi_k \frac{V^2}{2g} \quad (\mathrm{m})$$

De acuerdo con el perfil de la tubería, las pérdidas correspondientes a cada uno de los codos son las siguientes:

Anclaje	δλ	h (metros)
A1	0.32	0.15
A2	0.30	0.14
A3	0.70	0.33
A4	0.80	0.37
A5	0.60	0.28
A6	0.80	0.37
A7	0.32	0.15

A8	0.70	0.33
Total		2.12

- ***Pérdidas por fricción.***

$$h_{fricc} = \lambda \frac{L}{d} \frac{V^2}{2g} (m)$$

El coeficiente de pérdidas es igual a:

$$\lambda = 0.01 \left(\frac{K}{d} \right)^{0.134}$$

La constante K para el acero es igual a 1.15

El coeficiente de pérdidas es igual a:

$$\lambda = 0.01 \left(\frac{1.15}{0.355} \right)^{0.134} = 0.012$$

Las pérdidas por fricción son iguales a:

$$h_{fricc} = 0.012 * \frac{38.6}{0.355} \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.610 \ metros$$

- ***Pérdidas en válvulas***

$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} (m)$$

Se elige válvulas tipo esférica, las cuales tienen un coeficiente de pérdida igual a 0.2.

$$h_v = 0.2 * \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.09 \ metros$$

- ***Pérdidas por bifurcación.***

Dado que no se conoce el número de unidades que se instalara, suponemos que se tendrán dos unidades conectadas a una bifurcación tipo "pantalón" con un ángulo de desviación de 45°. Para este tipo de bifurcación el coeficiente de pérdida es de 0.48 para el "ramal a" y 0.33 para el "ramal d".

$$h_{ram} = \xi_{ram} \frac{V^2}{2g} \quad metros$$

$$h_{ram}a = 0.48 * \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.22 \ metros$$

$$h_{ram}d = 0.33 * \frac{3.03^2}{2 * 9.81} = 0.15 \ metros$$

$$h_{ram}t = 0.37 \ metros$$

- ***Pérdidas por estrechamiento de la tubería.***
  No se tienen.

Pérdidas totales:

$$h_t = 0.842 + .094 + 2.12 + 0.614 + 0.012 + 0.09 + 0.37 = 4.142 \text{ metros}$$

Nota: se observa que las pérdidas en los codos y en la rejilla de la toma de agua son las más significativas; para reducir las primeras se puede optar por:

- Aumentar el diámetro de la tubería.
- Excavar el terreno para que la tubería de presión se desplace por una pendiente constante.

Para reducir las segundas se opta por cambiar la forma de la toma rejilla.

Observación. Nuestro proyecto opta por excavar y hacer rellenos en el terreno para que la pendiente sea la promedio 36.6° con una longitud de 40.8 metros (ver figura 13.19). Esta opción indica que solo se requieren dos anclajes para variar pendiente vertical (A –2 y A - 9) y un anclaje para variar la pendiente horizontal antes de llegar a la casa de máquinas (A-1); el resto serán apoyos para sostener la tubería. Para reducir las pérdidas en la rejilla se cambiará el tipo de barrotes, por otros que tienen un coeficiente de pérdida menor e igual en esta opción a 0.8.

De acuerdo con estas consideraciones las pérdidas totales en la tubería de presión son:

$h_t = 1.86$ metros

Estas pérdidas se pueden reducir a un más, aumentando el diámetro de la tubería de presión; sin embargo un análisis beneficio – costo, puede indicarnos el diámetro que más se ajusta al proyecto.

Espesor de la tubería

El espesor de la tubería se determina con la siguiente expresión:

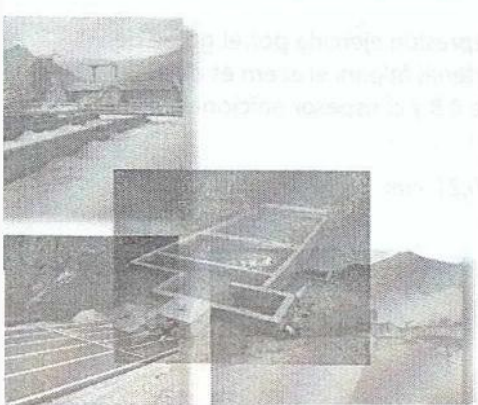
$$e = \frac{(H + h_s)D}{2\delta t K f} + e_s$$

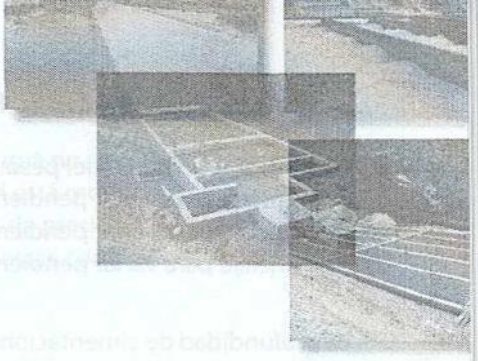
Donde: La caída neta H es igual a 30 metros, la sobrepresión ejercida por el golpe de ariete hs es igual a 0.3H, la tensión de tracción del material δt para el acero es de 1200 Kg/cm², la eficiencia de las uniones Kf se toma igual a 0.8 y el espesor adicional es es igual a 3 mm.

$$e = \frac{1.3 * 30 * 0.355}{2 * 1200 * 0.8} + 0.003 = 10.21 \ mm$$

Se hallan las tensiones presentes la tubería con el fin de determinar si el espesor soporta estos esfuerzos.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
OMNIUM SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





14. Sistema de apoyos

La tubería de presión a cielo abierto en su perfil se adapta a las condiciones del terreno con la pendiente respectiva; en su trayecto para sostenerse se apoya sobre estructuras de concreto llamados "apoyos" y en lugares donde se requiere variar la pendiente la tubería tiene su respectivo codo sujeto a un "anclaje", quien se encarga de absorber los esfuerzos que se derivan por variación de pendiente. Una mejor apreciación se observa en la figura 14.1.

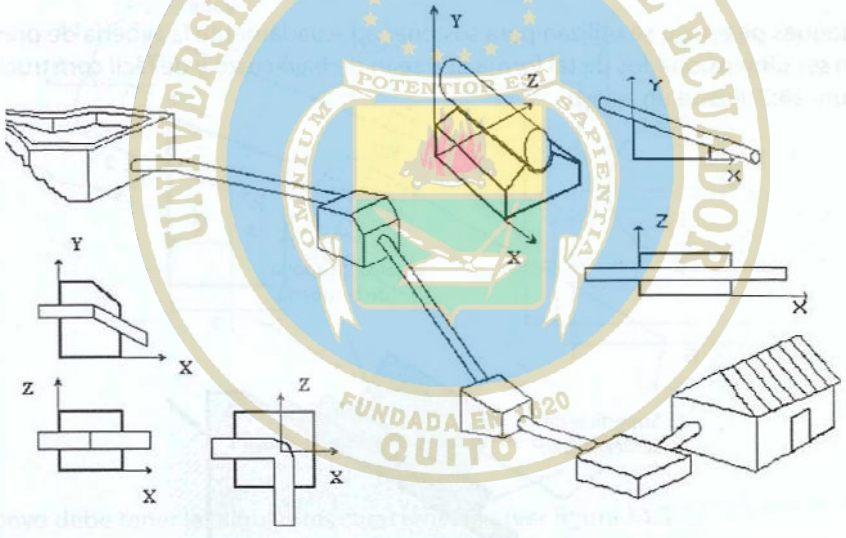


Figura 14.1. Sistema de apoyos y anclajes de una tubería de presión.

Los apoyos del conducto forzado consisten en bloques de concreto, que admiten pequeños desplazamientos del tubo en dirección longitudinal y en caso que haya fuerzas verticales despreciables, se las absorbe mediante cintas de fijación ancladas en el zócalo.

En lugares de cambio de pendiente el tubo forzado será anclado con apoyos fijos, que impiden movimientos en toda dirección y que facilitan la absorción del esfuerzo de

desviación por medio del peso del bloque de concreto. Estos pueden ser:

- Anclaje para variar pendiente longitudinal.
- Anclaje para variar pendiente longitudinal y transversal.
- Anclaje para variar pendiente transversal.

La profundidad de cimentación de los apoyos y anclajes debe ser tal que todo deslizamiento sea imposible. Eventualmente habrá que prever anclajes especiales que aseguran los bloques de concreto en el subsuelo y que impiden deslizamientos.

El perfil de la tubería y su trazado, permiten determinar la ubicación de apoyos y los anclajes. El número de apoyos es un criterio técnico - económico determinado por el espesor del material de la tubería. El número de anclajes lo determinan las variaciones de pendiente que puedan ser longitudinales y transversales.

14.1. Bloques de apoyo

Los bloques de apoyo se utilizan para sostener adecuadamente la tubería de presión, deben ser dimensionados de tal forma que sean de bajo costo y de fácil construcción. La figura 14.2 ilustra un apoyo.

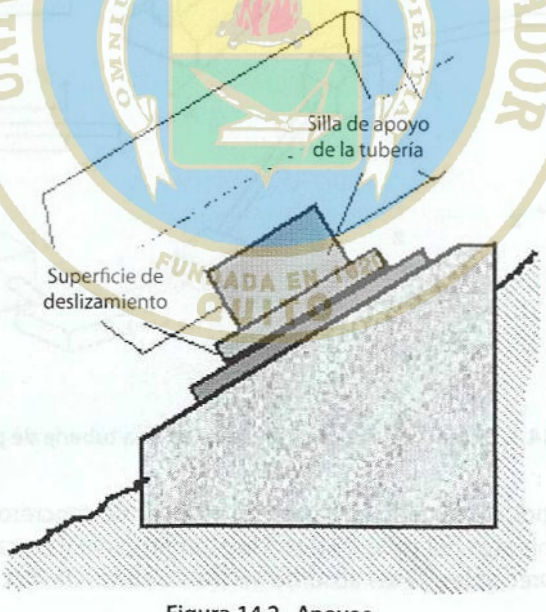


Figura 14.2. Apoyos.

El apoyo se encarga de sostener la tubería de presión y facilita su deslizamiento por dilatación o contracción debidas a variaciones de temperatura. Para cumplir con estas funciones el apoyo se compone de una estructura de concreto que absorbe los

esfuerzos y que a su vez en sus dimensiones garantiza que no se volteará o enterrará y además que las aguas lluvias pueden escurrir. Sobre él está montada una placa metálica de baja fricción para el deslizamiento de la tubería de presión, la cual a su vez está montada sobre una silla metálica de baja fricción; en estas condiciones los esfuerzos mecánicos transmitidos son menores.

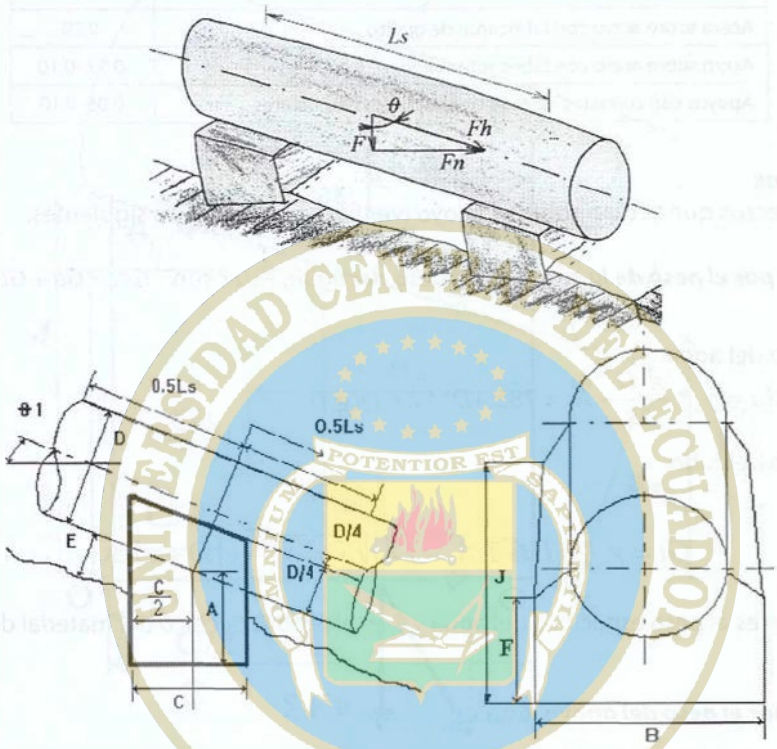


Figura 14.3. Dimensiones de un apoyo.

El apoyo debe tener las siguientes características (ver figura 14.3):

- Una altura mínima para facilitar el escurrimiento de aguas lluvias

$$Emin = 0{,}25D$$

- La sección de la base C y B deben ser de las siguientes medidas:

$$C = B = 1{,}5\,D$$

- La dimensión de A, dependiendo del tipo del suelo, puede ser:

$$A = 1{,}2\,D$$

Dado que el apoyo permite la variación de longitud por temperatura, la superficie de contacto debe recubrirse con una chapa de metal de igual material, con ello el coeficiente de fricción sería $\mu = 0{,}25$; en caso contrario, la superficie ofrece una mayor fricción y su coeficiente sería $\mu = 0{,}45$; (ver tabla 14.1).

Tabla 14.1 Coeficiente de rozamiento

Coeficiente de rozamiento	μ
Acero sobre hormigón con capa intermedia de cartón asfaltado	0.40
Acero sobre hormigón o mampostería de piedra	0.45 -0.50
Acero sobre acero	0.30 -0.50
Acero sobre acero con lubricante de grafito	0.20
Acero sobre acero con lubricante sólido	0.12 -0.10
Apoyos con cojinetes de rodillos o soportes basculantes	0.05 0.10

Esfuerzos

Los esfuerzos que actúan sobre el apoyo (ver figura 14.4) son los siguientes:

Fuerzas por el peso de la tubería y el peso del agua, éstas son: $Gat = Ga + Gt$

- Peso del agua

$$Ga = \gamma_a * \frac{\pi D^2}{4} Ls = 785{,}4 D^2 * Ls \ \ (Kg.f)$$

- Peso del tubo

$$Gt = \gamma_t \frac{\pi}{4}\left[(D+2e)^2 - D^2\right] Ls = \gamma_t \frac{\pi}{4} e(D+e) Ls$$

Donde: γ_a es el peso específico del agua y γ_t es el peso específico del material del tubo.

Fuerza por el peso del apoyo, ésta es:

$$Gs = \gamma_s . Vs$$

Donde: *Vs* es el volumen del apoyo m^3 y γ_c es el peso específico del material del bloque, para concreto es de 2400 Kgf / m^3

En nuestro caso el volumen del apoyo es (ver figura 14.3):

$$Vs = \frac{C * B}{3}\left(F + j + \sqrt{F * j}\right) + \frac{C * De}{4 * Cos\theta}\left(B - \frac{p}{180} De * arctg \frac{B}{D}\right)$$

Fuerza debido a la fricción entre la tubería y el apoyo, ésta es:

$$F'a = \mu Fn = \mu \left(Ga + Gt\right) Cos\theta_1 = \mu \, Gat \, Cos\theta_1 \qquad (Kgf)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre la tubería y el apoyo, sus valores se indican en la tabla 14.1:

El apoyo ofrece una resistencia al deslizamiento de la tubería y es mayor que la fuerza de fricción, la cual tomaremos igual a:

$$Fa \qquad F \quad (Kgf)$$

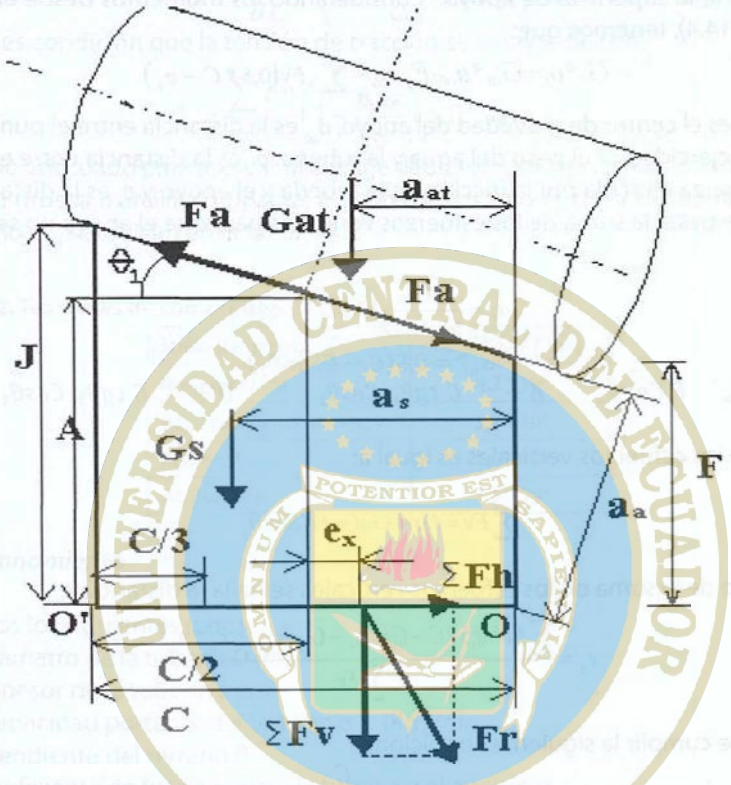


Figura 14.4. Tensiones de un apoyo.

Fuerza debido a la fricción entre el apoyo y el suelo, ésta es:

$$Fab = \varphi . \sum Fv = \varphi \ \left(Gs + Gat + Fa.Sen\theta_1\right) \qquad (Kgf)$$

Donde: φ es un coeficiente de fricción entre el apoyo y el terreno, y tiene los siguientes valores: φ = 0,35 Concreto - roca y φ = 0,25 Concreto - arcilla dura.

Estabilidad

Las condiciones de estabilidad que debe satisfacer el apoyo para evitar que se corra o voltee, son las siguientes:

- La resultante de todas las fuerzas debe pasar dentro del tercio medio de la base para evitar el vuelco.
- Las fuerzas de fricción entre el bloque y el suelo, deben ser superiores al empuje

horizontal para evitar el deslizamiento.

- La presión transmitida por el bloque al suelo debe ser menor que la capacidad portante de este, para evitar que se entierre.

La estabilidad al vuelco se garantiza si las resultantes de las fuerzas pasan por un tercio de la base de la superficie de apoyo. Considerando los momentos desde el punto O (ver figura 14.4), tenemos que:

$$G_s * a_s + G_{at} * a_{at} - F_a * a_a = \sum Fv(0{,}5 * C - e_x)$$

Donde: a_s es el centro de gravedad del apoyo, a_{at} es la distancia entre el punto O y el la fuerza ejercida por el peso del agua y la tubería, a_a es la distancia entre el punto O y el la fuerza ejercida por la fricción de la tubería y el apoyo y e_x es la distancia a la cual debe pasar la suma de los esfuerzos verticales para que el apoyo no se voltee

$$a_s = \frac{C}{14{,}4 * D}(7.2D - Ctg\theta_1)$$

$$a_{at} = 0{,}5(C - DSen\theta_1)$$

$$a_a \quad F\,Cos\,\theta_1 \quad A - \quad C\,tg\theta_1\,\,Cos\theta_1 \quad D - \quad C\,tg\theta_1\,\,Cos\theta_1$$

La suma de los esfuerzos verticales es igual a:

$$\sum Fv = Gs + Gat + Fa\,Sen\theta_1$$

Despejando de la suma de los esfuerzos verticales se halla la distancia e_x.

$$e_x = \frac{\sum Fv * 0{,}5 * C - Gs * a_s - G_{at} * a_{at} + F_a * a_a}{\sum Fv}$$

La cual debe cumplir la siguiente condición:

$$e_x \quad \frac{C}{}$$

Para evitar el deslizamiento la fuerza de fricción debe ser menor que el empuje horizontal.

$$\sum F_H \quad F_{ab}$$

Una mejor garantía se tiene sí:

$$K \sum F_H \quad F_{ab} \quad \varphi \sum F_V$$

Donde: K es una constante de seguridad, en nuestro caso se toma K = 1.5, φ es un coeficiente de fricción entre el apoyo y el terreno (φ= *0.35* para concreto – roca y φ = *0.25* para concreto – arcilla).

La capacidad portante del terreno debe evitar que la presión transmitida por el apoyo tienda a enterrarlo, esto se garantiza sí:

$$\sigma c \langle \sigma ad$$

Donde: ∂_c es la presión transmitida por el apoyo y ∂_{ad} es la capacidad portante del terreno.

La tensión de compresión transmitida por el apoyo equivale a:

$$\partial_c = \frac{\sum Fv}{B.C} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{C}\right) \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

También es condición que la tensión de tracción sea mayor de cero.

$$\partial_t = \frac{\sum Fv}{B.C}\left(1 - \frac{6.ex}{c}\right) > 0 \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

Un terreno adecuado para asentar al anclaje debe ser roca o un terreno firme, formado por arena gruesa o arcilla compacta; algunos de los valores de la capacidad portante del terreno σ_{ad} se indican en la tabla 14.2.

Tabla 14.2. Tensiones de compresión

Suelo del apoyo	σ_{ad} (Kg * f / m^2)
Roca granítica	4,2 * 10^3
Roca calcárea o arenítica	2,8 * 10^5
Pedregal	2,8 * 10^4
Arcilla dura	1,5 * 10^4

Dimensionamiento

Conocidos los siguientes datos:

- El diámetro de la tubería *D* (m)
- El espesor de la tubería *e* (m)
- La capacidad portante del terreno σ_{ad} (Kg f/m)
- La pendiente del terreno θ
- El coeficiente de fricción entre la tubería y el anclaje μ
- El coeficiente de fricción entre el anclaje y el terreno φ

Se sigue el siguiente procedimiento:

- Se halla la presión del agua y de la tubería.

$$P \qquad D^2 \qquad e \quad D \quad e \quad (Kg\,f/m)$$

- Se halla la longitud entre apoyos *Ls*

$$L_S = 182{,}61 \sqrt[3]{\frac{(D+2e)^4 - D^4}{P}} \qquad (m)$$

- Se determinan las dimensiones del apoyo:

A = 1,2 D, B = 1,5 D y C = D (m)

- Se halla el peso de la tubería y del agua *Gat (Kgf)*.
- Se halla el peso del bloque *Gs (Kgf)*.
- Se halla la fuerza por el movimiento de fricción

$$Fa \qquad F \qquad (Kgf)$$

- Se hallan las fuerzas horizontales y verticales:

$$\sum F_H = Fa * Cos\theta \qquad (Kgf)$$

$$\sum Fv = Ga + Gt + Gs + Fa.Sen\theta \qquad (Kgf)$$

- Se halla la fuerza de fricción entre el apoyo y el suelo:

$$Fab = \varphi.\sum Fv \qquad (Kgf)$$

- Observamos que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{Fab}{\sum F_H} \geq 1{,}5$$

Si no se cumple, se debe aumentar el valor de C (C > B) y proseguir hasta que se cumpla.

- Se halla e_x, si e_x es menor o igual a *C/6* se puede continuar con el dimensionamiento, en caso contrario *(Cx > C/6)* se debe aumentar C hasta que cumpla la condición anterior.
- Se observa que la capacidad portante del terreno sea superior a la presión transmitida por el apoyo, esto se garantiza sí:

$$\delta c \leq \delta ad$$

Si no cumple esta condición, se debe aumentar el valor de C (C > B).

- También es condición que la tensión de tracción sea mayor de O.

$$\delta_t > 0$$

Cuando esta condición no se cumple aumentamos *C (C > B)* y terminamos el dimensionamiento una vez esta se cumpla.

14.2. Anclajes.

Los anclajes son bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería, ajustan la tubería al perfil topográfico del terreno y permiten variar la pendiente en forma horizontal y/o vertical. Pueden ser del tipo abierto cuando la tubería está descubierta y sujeta al bloque por medio de piezas especiales de acero o del tipo macizo cuando el hormigón cubre totalmente a la tubería y ésta está embebida dentro del bloque (ver figura 14.1 y 14.5).

-

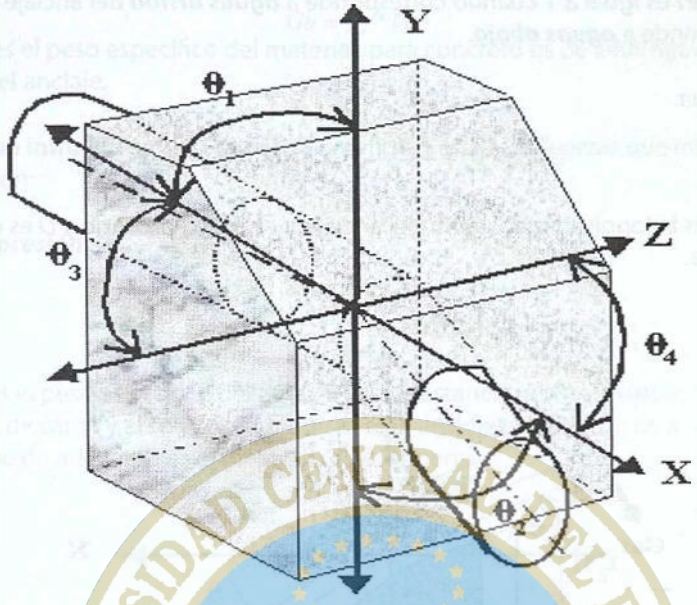


Figura 14.5. Anclajes para variar pendiente horizontal y vertical

Esfuerzos

Para establecer las dimensiones de un bloque de anclaje para variar pendiente en forma vertical (ver gráfica 14.6.a) y/o horizontal (ver gráfica 14.6.b), deben calcularse primero todas las fuerzas que le son transmitidas por la tubería.

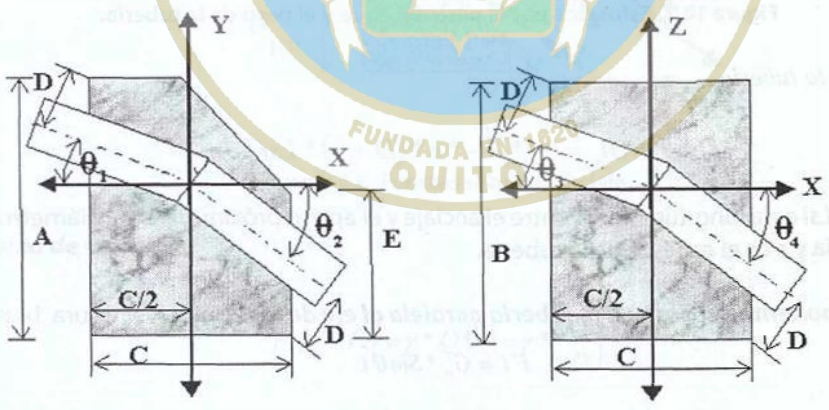


Figura 14.6. Dimensiones generales para variar pendiente vertical y/o horizontal.

La componente del peso del agua y el peso de la tubería (ver gráfica 14.7):
El peso del agua *Ga* y el peso de la tubería *Gt*, equivalen a: $Gat_i = Ga_i + Gt_i$

El peso del agua *Ga* y el peso de la tubería *Gt*, equivalen a: $Gat = Ga_i + Gt_i + Ga_2 + Gt_2$

El ***subíndice i*** es igual a **1** cuando corresponde a ***aguas arriba*** del anclaje o es igual a **2** si corresponde a ***aguas abajo***.

Peso del agua.

$$Ga_i = \gamma_a * \frac{\pi D^2}{4} Lsi = 785{,}4D^2 * Lsi$$

Donde: *Lsi* es la longitud media entre el anclaje y el apoyo próximo y *D* es el diámetro de la tubería.

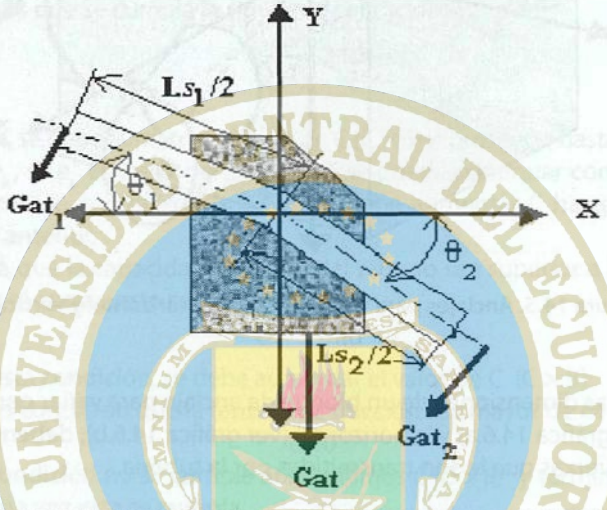


Figura 14.7. Esfuerzos por el peso del agua y el peso de la tubería.

Peso de la tubería

$$Gt_i = \gamma_t * \frac{\pi}{4} * e * (D + e) * Lsi$$

Donde: *Lsi* es la longitud media entre el anclaje y el apoyo próximo, *D* es el diámetro de la tubería y *e* es el espesor de la tubería.

La componente del peso de la tubería paralela al eje de la misma. (ver figura 14.8)

$$F i = G_u * Sin\theta i$$

La componente del peso de la tubería paralela al eje de la misma tiende a deslizar el anclaje. Como longitud se toma el tramo comprendido entre la junta de dilatación y el anclaje.

La fuerza ejercida por el peso del bloque

La fuerza ejercida por el bloque equivale a:

$$Gb = \gamma_b * Vb$$

Donde: γ_b es el peso especifico del material, para concreto es de *2400 Kgf/m³* y *Vb* es el volumen del anclaje.

Fuerzas que influyen sobre el anclaje (ver figura 14.8), las fuerzas que influyen sobre el anclaje son:

Fuerza de presión.

$$Fpm = Fpj = \gamma * H_1 * \frac{\pi * D^2}{4} = 785.4 * H_1 * D^2$$

Donde: γ es el peso específico del agua, H_1 es la distancia vertical entre el nivel normal del tanque de carga y el centro del bloque incluyéndole el aumento de altura por efecto del golpe de ariete y *D* es el diámetro de la tubería.

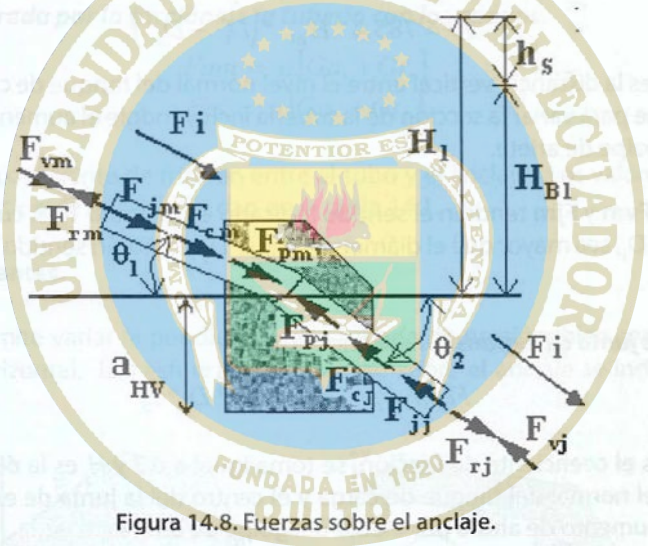


Figura 14.8. Fuerzas sobre el anclaje.

Fuerza de velocidad

$$Fcm = Fcj = \gamma * Q * C = \gamma * \left(\frac{Q}{D}\right)^2$$

Fuerza hidrostática en las juntas

$$Fjm = \gamma * H_{1m} * \frac{\pi}{4} * \left(Dj^2 - D^2\right)$$

$$Fjj = \gamma * H_{1m} * \frac{\pi}{4} * \left(Dj^2 - D^2\right)$$

Donde: γ es el peso específico del agua, H_{1m} y H_{1j} son las distancias verticales entre el nivel normal del tanque de carga y el centro de la junta de expansión incluyéndole el aumento de altura por efecto del golpe de ariete y *Dj* y *D* son los diámetros de la tubería.

Fuerza creada por la expansión radial de los tubos. Cuando los tubos reciben una presión del agua, se expanden radialmente y se contraen longitudinalmente, provocando una tracción en el bloque. Esta fuerza se considera cuando la tubería no tiene junta de expansión.

$$Frm = Frj = \gamma * \frac{\pi * D^2}{2 * m} * (H_B + h_s)$$

Donde ***m*** es el módulo de presión del material de la tubería; para el acero es de *3,3*.

Fuerza creada por la variación de la sección de la tubería de presión.

$$Fv = \gamma * H_{BV} * \frac{\pi}{4}\left(D_1^2 - D_2^2\right)$$

$$Fv = 785.4 * H_{BV} * \left(D_1^2 - D_2^2\right)$$

Donde: H_{BV} es la distancia vertical entre el nivel normal del tanque de carga y el centro del empalme para variar la sección de la tubería incluyéndole el aumento de altura por efecto del golpe de ariete.

Las fuerzas **Fvm** y **Fjm** tendrán el sentido indicado en la figura 14.8, cuando el diámetro superior D_1, sea mayor que el diámetro inferior D_2 y tendrán sentido inverso en caso contrario.

Fuerza en la junta de expansión. (ver figura 14.9)

$$Fajm = \mu_j * \gamma * Hj * \pi * Dj * Lj$$

Donde: μ_j es el coeficiente de fricción, se toma igual a *0,3* y H_j es la distancia vertical entre el nivel normal del tanque de carga y el centro del la junta de expansión incluyéndole el aumento de altura por efecto del golpe de ariete.

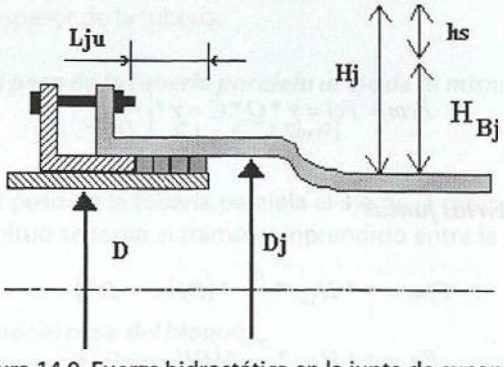


Figura 14.9. Fuerza hidrostática en la junta de expansión.

Fuerza de la junta de expansión por expansión:

$$Fajm = 942{,}54 * Hj * Dj * Ljm$$
$$Fajj = 942{,}54 * Hj * Dj * Ljj$$

Fuerza por variación de temperatura en las paredes del tubo. Los esfuerzos causados por la variación de temperatura en las paredes del tubo pueden ser de compresión, cuando se ha elevado la temperatura o de tracción cuando la temperatura ha disminuido; estos esfuerzos pueden llegar al anclaje por fallas en la junta de expansión.

$$Ftm = Ftj = \pm \alpha * E * \pi * e * (e + D) * \Delta t$$

Donde: α es el coeficiente de dilatación del material, E es el modulo de elasticidad del material, e es el espesor, D es el diámetro interno y Δt es la variación de la temperatura.

Estas fuerzas se calculan para verificar la estabilidad del anclaje al vuelco, cuando la junta de expansión no funciona.

La fuerza generada por la fricción de la tubería con los apoyos.

$$Fam = \mu[Ga_1 + Gt_1]$$
$$Faj = \mu[Ga_2 + Gt_2]$$

Donde: μ es el coeficiente de fricción entre el tubo y el anclaje. Los valores del coeficiente según el tipo de material se dan en la tabla 14.1.

Fuerzas resultantes.

Un anclaje permite variar la pendiente de la tubería de presión; bien sea en sentido vertical y/o horizontal. Los esfuerzos que actúan sobre el anclaje se indica la figura 14.10.

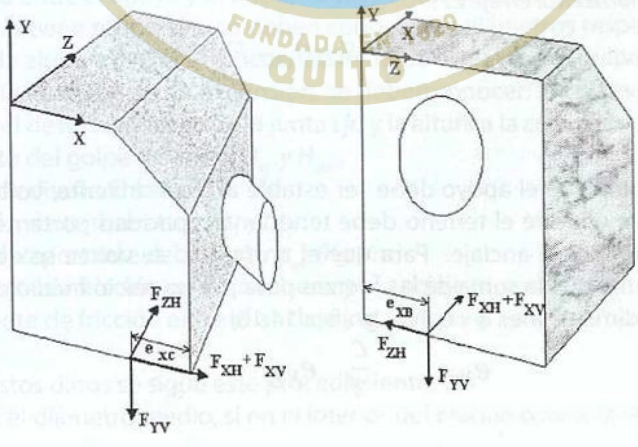


Figura 14.10. Estabilidad de un anclaje.

- Las fuerzas resultantes que actúan sobre un anclaje que permite variar la ***pendiente vertical***, son:

Componente vertical en el eje de X:

$$F_{XV} = -G_{at1} * Sin\theta_1 + Fem * Cos\theta_1 - \\ -G_{at2} * Sin\theta_2 - Fej * Cos\theta_2$$

Donde: G_{at1} y G_{at2} son los esfuerzos generados por el peso del agua y la tubería corresponden respectivamente a aguas arriba y aguas abajo de la tubería, *Fem* y *Fej* son la suma vectorial de las fuerzas que actúan sobre el anclaje y Φ_1 y Φ_2 son los ángulos verticales de la tubería de presión.

$$Fem = (Fi + Fpm + Fcm + Fjm + Fvm - Frm \pm Fajm \pm Ftm \pm Fam)$$
$$Fej = (Fi + Fpj + Fcj + Fjj + Fvj - Frj \pm Fajj \pm Ftj \pm Faj)$$

Componente vertical en el eje Y

$$F_{YV} = -G_{at1} * Cos\theta_1 - Fem * Sen\theta_1 - G_{at2} * Cos\theta_2 + Fej * Sen\theta_2$$

- Las fuerzas resultantes que actúan sobre un anclaje que permite variar la ***pendiente horizontal***, son:

Componente horizontal en eje X:

$$F_{XH} = Fem * Cos\theta_3 - Fej * Cos\theta_4$$

Donde: Φ_3 y Φ_4 son los ángulos horizontales de la tubería de presión.

Componente horizontal en eje Z:

$$F_{ZH} = Fem * Sen\theta_3 - Fej * Sen\theta_4$$

Estabilidad

El anclaje al igual que el apoyo debe ser estable al deslizamiento, volteo y para que el anclaje no se entierre el terreno debe tener una capacidad portante superior a la presión ejercida por el anclaje. Para que el anclaje no se voltee se debe garantizar simultáneamente que la suma de las fuerzas pasa por un tercio medio de la base, con relación a sus dimensiones B y C, (ver gráfica 14.10)

$$e_{XC} \quad \frac{C}{3}, \quad e_{XB} \quad \frac{BC}{3},$$

Esta condición se cumple, cuando la relación entre la suma de los momentos M_{XC}, M_{XB} la componente vertical F_{YV} debe ser igual a:

$$\frac{M_{XC}}{F_{YV}} \geq 1.5 \quad y \quad \frac{M_{XB}}{F_{YV}} \geq 1.5$$

Donde la suma de los momentos es igual a:

$$M_{XC} = F_{YV} * \frac{Ls_1}{2} - (F_{XV} + F_{XH}) * \frac{C}{2}$$

$$M_{XB} = F_{YV} * \frac{Ls_1}{2} - F_{ZH} * \frac{B}{2}$$

La estabilidad al deslizamiento en la base se garantiza si simultáneamente se cumple que:

$$\frac{\varphi \, F_{YV}}{F_{VX} + F_{ZH}} \rangle \, 1.5$$

Donde el coeficiente φ es igual a 0.35 para concreto – roca y 0.25 para concreto – arcilla dura

Para que el anclaje no se entierre, se debe garantizar que los esfuerzos transmitidos al terreno σ_t y σ_c no sean superiores a la capacidad portante del terreno σ_{ad}, luego:

$$\delta = \frac{G_b + F_{YV}}{B * C} < \delta_{ad}$$

Dimensionamiento

Conocidos los siguientes datos:

- El diámetro de la tubería *D (m)*
- El espesor de la tubería *e(m)*
- Los ángulos de inclinación con la horizontal y con la vertical $\emptyset_1$, $\emptyset_2$, $\emptyset_3$ y $\emptyset_4$.
- La longitud entre el apoyo y el anclaje aguas arriba y aguas abajo Ls_1 y Ls_2.
- Si la tubería tiene reducción, se deben conocer los diámetros respectivos D_1 y D_2 y además la altura a la cual se encuentra incluido el efecto del golpe de ariete H_{BV}.
- Si la tubería tiene juntas de expansión, se deben conocer: los diámetros respectivos D_j y D; el desplazamiento de la junta *Lju* y la altura a la cual se encuentra incluido el efecto del golpe de ariete H_{Bj} y H_{Bm}.
- El caudal de diseño *Q (m³/seg).*
- La variación de temperatura Δt_1 y Δt_2.
- La capacidad portante del terreno σ_{ad} *(Kg f/m)*
- El coeficiente de fricción entre la tubería y el anclaje μ
- El coeficiente de fricción entre el anclaje y el terreno φ

Con base en estos datos se sigue este procedimiento:

- Se calcula el diámetro medio, sí en el interior del bloque ocurre la reducción de la tubería.

$$D = 0.5 * (D_{1V} + D_{2V}) \quad (m)$$

- Se halla el peso de la tubería y del agua *Gat (Kgf).*
- Se hallan las fuerzas que actúan sobre el anclaje:
  Fi, Fpm, Fpj, Fcm, Fcj, Fjm, Fjj, Frm, Frj, Fv, Fajm, Fajj, Frm, Ftj, Fam, Faj
- Se hallan las fuerzas verticales y horizontales:

$$F_{XV}, F_{YV}, F_{XH} \text{ y } F_{ZH}$$

- A partir de la condición de estabilidad se halla el peso del anclaje *Gb* (*Kgf*).

$$F_H = F_{XV} + F_{ZH} \leq \varphi^*(G_b + F_{YV})$$

- Conocido el peso del anclaje, se halla su volumen *Vb*.
- Se seleccionan las medidas del anclaje:

$$A,\ B,\ C\ \ y\ \ E\ \ (m)$$

- se observa que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{M_{XC}}{F_{YV}} \geq 1.5 \quad y \quad \frac{M_{XB}}{F_{YV}} \geq 1.5$$

Si no se cumple se deben aumentar las dimensiones del anclaje *C* y/o *B* hasta que cumpla la condición anterior.

- Observamos que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\varphi^* F_{YV}}{F_{XV} + F_{ZH}} \geq 1{,}5$$

Si no se cumple, se debe aumentar el valor de *C* y/o *B* y proseguir hasta que cumpla.

- Se observa que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\delta < \delta_{ad}$$

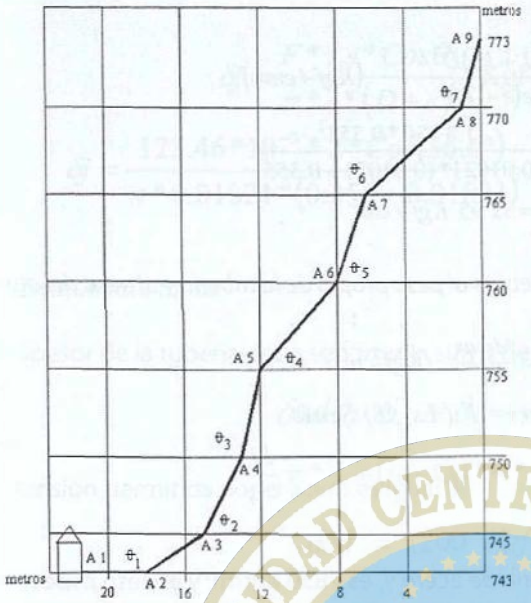
Si no cumple esta condición, se debe aumentar el valor de *C* y/o *B*.

Ejemplo

Se requiere dimensionar los apoyos y los anclajes para la tubería de presión de nuestro proyecto (ver figura 14.11). Para su dimensionamiento se conoce el perfil de la tubería, la cual tendrá de acuerdo con la información nueve (9) anclajes para variar la pendiente y un número no determinado de apoyos y su longitud es de 38.6 metros. Además se conoce el caudal de diseño (0.3 m³/seg) y la altura bruta del proyecto; la cual corresponde según el ejemplo en referencia a la opción número 3 con túnel y nos permite tomar treinta (30) metros de caída. En nuestro proyecto consideraremos el golpe de ariete como a una sobrepresión equivalente al 30 % de la altura bruta. Para estas condiciones se propone que el material de la tubería sea acero.

Con base en esta información dimensionaremos la tubería en el siguiente orden:

- Validar el espesor de la tubería
- Apoyos
- Anclajes.



Anclaje	Angulo	X (m)	H (m)	Φ (°)	L (m)
A 2	1	3	2	33.7	3.6
A 3	2	2	5	68.2	5.4
A 4	3	1	5	78.7	5.1
A 5	4	4	5	51.3	6.4
A 6	5	1	5	78.7	5.1
A 7	6	6	5	40	7.8
A 8	7	1	3	71.6	3.2
Total		**18**	**30**	**59**	**36.6**

La longitud entre el anclaje A 2 y A 1 es igual a 1 metro.
La longitud entre el anclaje A 1 y la casa de máquinas es igual a 1 metro.

Figura 14.11. Excavaciones y rellenos para el trazado de la tubería a presión.

Inicialmente se hallan las tensiones presentes la tubería con el fin de determinar si el espesor soporta estos esfuerzos.

- *Tensión tangencial ejercida por el golpe de ariete* (Kgf/cm²)

$$\delta ta = 0.05(H + hs)\,D/e$$

$$\delta ta = 0.05 * 1.3 * 30 * \frac{0.355}{0.01021} = 67.80\ Kgf/cm^2$$

- *Tensión longitudinal debido a la variación de temperatura. (No se dispone de juntas de dilatación).*

Para nuestro proyecto consideraremos que no se tendrá junta de dilatación.

$$\delta_{te} = E^* \alpha^* \Delta t \quad (Kgf/cm^2)$$

Donde: el coeficiente de dilatación α para el acero es igual a a $1.2*10^{-5}$ m/m°C, la variación de temperatura Δt en nuestro caso es igual a 5 °C y el modulo de elasticidad del acero es igual a $2.1*10^6$ KN/m².

$$\delta te = 2.1*10^6 * 1.2*10^{-5} *8 = 201.6\ Kgf/cm^2$$

- *Tensión longitudinal debida a la presión hidrostática, con la válvula cerrada*

$$\delta tl = 0.025\frac{(H+hs)D^2}{e(e+D)} \qquad (Kgf/cm^2)$$

$$\delta tl = 0.025*\frac{1.3*30*0.355^2}{0.01021*(0.01021+0.355)}$$

$$\delta tl = 32.95\ Kgf/cm^2$$

- *Tensión de flexión entre apoyos debido al peso propio de la tubería y al peso del agua.*

$$\sigma_f = \frac{Mmax}{W} \quad (Kgf/cm^2)$$

$$Mfmax = F\,(Ls^2/8)\,Sen\theta$$

$$F = \gamma_t * \pi * e * (D+e) + \gamma * \pi\frac{D^2}{4}$$

Donde: el peso específico de la tubería de acero γ_t es 7850 Kgf/m^3 y el peso específico del agua γ es 1000 Kgf/m^3.

$$F = 7850 * \pi * 0.01021 * (0.355 + 0.01021) + 1000 * \pi\frac{0.355^2}{4} = 92.25\ Kgf/m$$

$$F = 123.46*10^{-3}\ tf/m$$

Se toma el criterio de ubicar los apoyos cada dos (2) metros.

$$Ls = 2.0\ metros$$

De esta forma el momento equivale a:

$$Mfma = 123.46*10^{-3}\,(2^2/8)Sen(36.6) =$$

$$Mfma = 36.80*10^{-3}\ tf$$

$$W = \frac{\pi}{32}\frac{\left((0.355+0.01021)^4 - (0.355)^4\right)}{(0.355+0.01021)}$$

$$W = 5.12*10^{-4}$$

$$\sigma_f = \frac{36.80*10^{-3}}{5.12*10^{-4}} = 71.88 \quad (Kgf/cm^2)$$

- *Tensión longitudinal, debido a la inclinación por variación de la pendiente del terreno.*

$$\delta j = \frac{F * Ls * Cos\theta}{\pi * e * (D+e)} \ (Kgf / cm^2)$$

$$\delta j = \frac{123.46 * 10^{-3} * 2 * Cos(36.6^\circ)}{\pi * 0.01021 * (0.355 + 0.01021)} = 16.92 \ Kgf / cm^2$$

- *Tensión resultante.*

El espesor de la tubería debe soportar la suma de las tensiones actúan sobre ella.

$$\delta ad \ \rangle \ \delta_{te} + \delta_{tl} + \delta_f + \delta j$$

La tensión permitida por el acero es igual a:

$$\delta ad = 1200 \ Kgf / cm^2$$

$$\Sigma \sigma_t > 126 + 32.95 + 71.88 + 16.92 = 247.75 \ Kgf/cm^2$$

Bajo estas condiciones el material seleccionado soporta holgadamente las tensiones que actúan sobre él. Sin embargo la distancia crítica se encuentra entre 7.5 y 8 metros, para continuar con un buen rango de seguridad se toma como distancia entre apoyos 3.0 metros

$$Ls = 3.0 \ metros$$

Apoyos

La selección del espesor de la tubería indicó que los apoyos deben estar distanciados 3.0 metros, esto indica que se requieren en total de 12 de ellos.

Dado que la tubería no tiene variaciones de pendiente se dimensionará un tipo de apoyo para todo el trazado.

- Se determinan las dimensiones del apoyo:

  $A = 1,2*D = 1.2* 0.355 = 0.426 \ metros$

  $B = 1,5*D = 1.5* 0.355 = 0.533 \ metros$

  $C = B = 0.533 \ metros$

  $J = A + 0.5*C* \tan \Theta =$

  $J = 0.426 + 0.5*0.533*\tan(36.6) = 0.624 metros$

  $F = A - 0.5*C* \tan \Theta =$

  $F = 0.426 - 0.5*0.533*\tan(36.6) = 0.228 metros$

  $Emin = 0.25*D =$

  $Emin = 0.25*0.355 = 0.08 \cong 0.1 \ metros$

- Se corrobora que la distancia entre apoyos es correcta.

Donde:

$$Ls=182{,}61*\sqrt[3]{\frac{(D+2e)^4-D^4}{P}} \quad (m)$$

$$P=785{,}4*D^2+24662*e(D+e)\ (Kg\,f/m)$$

$$P=785{,}4*0.355^2+24662*0.01021*(0.355+0.01021)=\ 92.086\ Kg\,f/m$$

$$Ls=182{,}61*\sqrt[3]{\frac{(0.355+2*0.01021)^4-0.355^4}{92.086}}$$

$$Ls=5.02\ metros$$

La distancia seleccionada es correcta.

- Se hallan los esfuerzos por el peso de la tubería, el peso del agua y por el peso del bloque (Kgf).

Peso del agua

$$Ga=\ 785{,}4D^2*Ls\ (Kg.f)$$

$$Ga=\ 785{,}4*0.355^2*3=269.94\ \ Kgf$$

Peso del tubo

$$Gt=\gamma_t\frac{\pi}{4}e(D+e)Ls\ (\ Kgf\ )$$

Donde: el peso especifico del acero γ_t es igual a 7850 Kgf/m³

$$Gt=7850\frac{\pi}{4}*0.01021(0.355+0.01021)*3$$

$$Gt=\ 19.86\ Kgf$$

Peso del apoyo

$$Gs=\gamma_s.Vs$$

Donde: Vs es el volumen del apoyo m³, γ_c peso específico del material del bloque, para concreto es de 2400 Kgf / m³

En nuestro caso el volumen del apoyo es (ver figura 15.18):

$$Vs=F*B*C+\frac{(J-0.5*C*\tan(36.6))}{2}*C*B+\frac{C*De}{4*Cos(36.6)}\left(B-\frac{\pi*De}{180^o}*\arctan\left(\frac{B}{D}\right)\right)$$

$$Vs\ =0.0106\ m^3$$

$$Gs\ =\ 2400*0.1361=326.64\ \ Kgf$$

- Se halla la fuerza por el movimiento de fricción entre la tubería y el apoyo.

$$Fa^1 = \mu.Fn = \mu(Ga+Gt).Cos\theta_1 \quad (Kgf)$$

La fricción en el apoyo es debida al rozamiento entre el acero y el hormigón, el cual tiene un coeficiente de fricción μ igual a 0.50

$$Fa' = 0.50*(296.94+19.86) = 158.25 \quad Kgf$$
$$Fa = 1{,}1*158.25 = 174.08 \quad Kgf$$

- Se hallan las fuerzas horizontales y verticales

$$\sum F_H = Fa*Cos\theta \quad (\text{Kgf})$$
$$\sum F_H = 174.08*Cos(36.6) = 139.75 \ Kgf$$

$$\sum Fv = Ga+Gt+Gs+Fa.Sen\theta \ (\text{Kgf})$$
$$\sum Fv = 296.94+19.86+326.64+174.08.Sen(36.6)$$
$$\sum Fv = 746.74 \ Kgf$$

- Se halla la fuerza de fricción entre el apoyo y el suelo

$$Fab = \varphi.\sum Fv \quad (Kgf)$$

El suelo del terreno por donde pasará la tubería de presión es de arcilla dura, por tanto el coeficiente de fricción φ para el concreto y este material es de 0.25

$$Fab = 0.25*746.74 = 186.68 \ Kgf$$

- Observamos que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{Fab}{\sum F_H} \geq 1{,}5$$
$$\frac{186.68}{139.75} = 1.33$$

Esta condición no se cumple por tal motivo se debe aumentar el valor de C e iniciar de nuevo y proseguir hasta que se cumpla.

Tomando los siguientes valores, nuestro apoyo cumple con las condiciones de estabilidad:

$$A = 1{,}5*D = 0.533 \ metros$$
$$B = 3{,}5*D = 1{,}243 \ metros$$
$$C = 2.5*D = 0{,}888 \ metros$$
$$J = A+0.5*C*\tan\theta = 0{,}862 \ metros$$
$$F = A-0.5*C*\tan\theta = 0{,}203 \ metros$$
$$Emin = 0.25*D = 0.08 \boxtimes 0.1 \ metros$$

La longitud entre apoyos no varía.

$$Ls=3,0 \ metros$$

El peso del agua, de la tubería y del apoyo son iguales a:

$$Ga=296,940 \ Kgf$$
$$Gt=86,321 \ Kgf$$
$$Gat=383,262$$
$$Gs= 1426,574 \ Kgf$$

Las fuerzas son iguales a:

$$Fa=153,305 \ Kgf$$
$$Fa'=168,635 \ Kgf$$
$$Fab=668,643 \ Kgf$$
$$F_H=135,362 \ Kgf$$
$$F_V=1910,408 \ Kgf$$
$$Fab/F_H=4,940>1,5 \ CUMPLE$$

Dado que con estas medidas cumple la condición anterior proseguimos nuestro dimensionamiento.

- Se hallan las distancias:
  a_s es el centro de gravedad del apoyo

$$a_s = \frac{C}{14,4 * D} * (7,2 * D - C * tg \ \theta_1)$$
$$a_s=0,329 \ metros$$

a_{at} es la distancia entre el punto O y el la fuerza ejercida por el peso del agua y la tubería.

$$a_{at} = 0,5 * (C - D * Sen \ \theta_1)$$
$$a_{at}=0,338 \ metros$$

a_a es la distancia entre el punto O y el la fuerza ejercida por la fricción de la tubería y el apoyo.

$$a_a = (A - 0,5 * C * tg \ \theta_1) * Cos \ \theta_1$$
$$a_a=0,163 \ metros$$

- La estabilidad al vuelco se garantiza si las resultantes de las fuerzas pasan por un tercio de la base de la superficie de apoyo. Considerando los momentos desde el punto O (ver Figura 15.19), podemos despejar de la siguiente expresión el valor de e_x:

$$G_s*a_s+G_{at}*a_{at}-F_a*a_a=\sum Fv(0,5*C-e_x)$$

$$e_x=\frac{0.5*C*\sum Fv+Fa*a_a}{\sum Fv}-\frac{(Gs*a_s+Gat*a_{at})}{\sum Fv}$$

$$e_x = 0.124 \text{ metros}$$

$$e_x < C/6$$

- Se observa que la capacidad portante del terreno sea superior a la presión transmitida por el apoyo, esto se garantiza sí:

$$\delta c \leq \delta ad$$

La tensión de compresión transmitida por el apoyo equivale a:

$$\partial_c=\frac{\sum Fv}{B.C}*\left(1+\frac{6*e_x}{C}\right) \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

$$\delta c = 3391{,}144 \ Kg\text{-}f/m^2$$

Esta tensión es inferior a las indicadas en la tabla 15.9. Es decir nuestro terreno cumple.

También es condición que la tensión de tracción sea mayor de cero.

$$\partial_t=\frac{\sum Fv}{B.C}\left(1-\frac{6.ex}{c}\right)>0 \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

$$\delta t = 73{,}76 \ Kg\text{-}f/m^2$$

Esta condición también se cumple

Anclajes

De acuerdo con el perfil de la tubería seleccionado se requieren tres anclajes, dos ellos para variar la pendiente vertical (A-2 y A – 3) y uno (A –1) para variar la pendiente horizontal.

Anclaje A – 3

Para su dimensionamiento disponemos de la siguiente información:

- Los ángulos de inclinación con la horizontal son:
  $\theta_1 = 0^o$ (aguas arriba del anclaje)
  $\theta_2 = 36.6^o$ (aguas abajo del anclaje)
- La longitud entre el apoyo y el anclaje es:
  Ls_1 = 1.0 metros (aguas arriba)

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Ls_2= 3.0 metros (aguas abajo)

- La tubería no tiene reducción.
- La tubería no tiene juntas de expansión.
- La variación de temperatura Δt_1 es de 5° .
- El coeficiente de fricción entre la tubería y el anclaje μ es de 0.25.
- El coeficiente de fricción entre el anclaje y el terreno φ es de 0.40

Con base en estos datos se sigue este procedimiento:

- Se halla el peso de la tubería y del agua *Gat (Kgf).*

G_{a1} = 49,49 Kgf
G_{a2} = 148,47 Kgf
G_{t1} = 11,49 Kgf
G_{t2} = 34,48 Kgf
G_{at1} = 60,98 Kgf
G_{at2} = 182,95 Kgf

- Se hallan las fuerzas que actúan sobre el anclaje:
Fi, Fpm, Fpj, Fcm, Fcj, Fjm, Fjj, Frm, Frj, Fv, Fajm, Fajj, Frm, Ftj, Fam, Faj

Fi=	*0,00*	*Kgf*
Fpm=	*166,29*	*Kgf*
Fpj=	*166,29*	*Kgf*
Fcm=	*909,32*	*Kgf*
Fcj=	*909,32*	*Kgf*
Frm=	*3042,37*	*Kgf*
Frj=	*3042,37*	*Kgf*
Ftm=	*14760,08*	*Kgf*
Ftj=	*14760,08*	*Kgf*
Fam=	*15,25*	*Kgf*
Faj=	*36,71*	*Kgf*
Fcm =	*0.0*	*Kgf*
Fcj=	*0.0*	*Kgf*
Fjm=	*0.0*	*Kgf*
Fjj=	*0.0*	*Kgf*
Fv=	*0.0*	*Kgf*

- Se hallan las fuerzas verticales y horizontales: *Fem y Fej*

Fem =	*12808,56*	*Kgf*
Fej =	*12830,03*	*Kgf*

- Se hallan las fuerzas verticales y horizontales: F_{XV}, F_{YV}, F_{XH} y F_{ZH}

Fxv=	2400,88	Kgf
Fyv=	7565,87	Kgf
Fxh=	-21,47	Kgf
Fzh=	0,00	
Fv=	9129,54	Kgf
Fv'=	12580,18	Kgf

- El volumen del anclaje se halla en función de las condiciones geométricas, por ello se proponen las siguientes medidas para el anclaje:

B=3*D	1,07	metros
C=3*D	1,07	metros
A= 4*D	1,42	metros
F= A-0.5*C* tan θ_1	1,42	metros
J= A+0.5*C* tan θ_2	1,82	metros
H=1.5*D+F	1,95	metros

- El volumen de concreto del anclaje *Vc* es igual a la diferencia entre el volumen total del anclaje y el volumen de la tubería.

$$Vc = Vb - Vt = 2,21 - 0,13 = 2,09\ m^3$$

- El peso del concreto del anclaje es igual a:

$$Gc = 2400 * 2,09 = 5014,32\ Kgf$$

- Se observa que se cumpla la siguiente condición

$$e_{xc} = C/3$$

$$e_{xc} = \frac{\left((Fem * Cos\theta_1 - Fej * Cos\theta_2) * A\right)}{Fyv + Gb} - \frac{Gb * C/2 - Gat * C/2}{Fyv + Gb}$$

$$e_{xc} = 0,06\ metros$$

Esta condición se cumple.

- Observamos que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\varphi * F_{YV}}{F_{XV} + F_{ZH}} = \frac{\varphi * (Gb + Gat + Fem * Sen\theta_1 + Fej * Sen\theta_2)}{(Fem * Cos\theta_1 - Fej * Cos\theta_2) + F_{ZH}} \geq 1,5$$

$$\frac{\varphi * F_{YV}}{F_{XV} + F_{ZH}} = 2.04$$

- Se observa que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\delta < \delta_{ad}$$

Si no cumple esta condición, se debe aumentar el valor de C y/o B.

La tensión de compresión transmitida por el apoyo equivale a:

$$\partial_c = \frac{\sum Fv}{B.C} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{C}\right) \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

$$\delta c = 2970{,}27 \ \ Kg\text{-}f/m^2$$

Esta tensión es inferior a las del terreno. Es decir nuestro terreno cumple.

También es condición que la tensión de tracción sea mayor de cero.

$$\partial_t = \frac{\sum Fv}{B.C}\left(1 - \frac{6.ex}{c}\right) > 0 \quad (Kg\text{-}f/m^2)$$

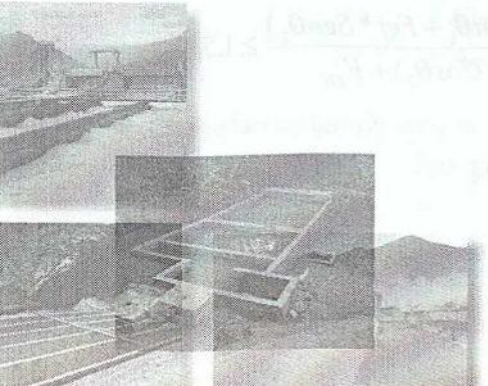
$$\delta t = 1455{,}64 \ \ Kg\text{-}f/m^2$$

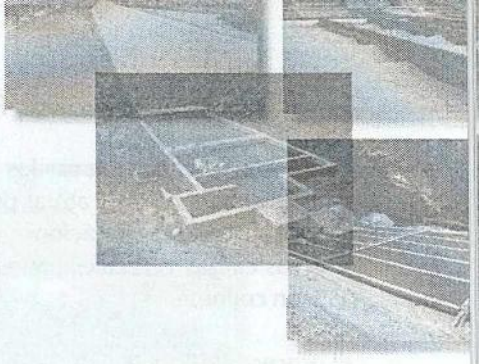
Esta condición también se cumple

Anclaje A-2 y A- 1

Su dimensionamiento es similar al descrito en el anclaje anterior.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





15. Casa de máquinas

Esta es una estructura civil que contiene la mayor parte del equipo electromecánico, en los que se transforma la energía cinética del agua en energía mecánica y posteriormente en eléctrica. Por ello es muy importante para el buen funcionamiento de la Central, la ubicación de ella; la cual se decide teniendo en cuenta, entre otros, los siguientes aspectos:

- En general la casa de máquinas se debe colocar cercana al afluente al cual se le entregará el agua turbinada. Teniendo en cuenta que en el canal de desagüe no se depositen sedimentos que disminuyan su sección.
- Es importante destacar que la casa de máquinas, se ubique en una zona con terrenos estables y que esté fuera del alcance de riadas, ya que éstas pueden depositar una cantidad de sedimentos en el canal de desagüe o en caso extremo afectar la casa de máquinas.
- Tener facilidades internas como externas, tales como: prever una posible ampliación, tener facilidad de acceso y facilidad de adquirir terrenos.
- Un factor importante en la ubicación de la casa de máquinas, es que la disposición de los equipos armonice con el paisaje exterior.

El diseño de la casa de máquinas se puede normalizar en función de la posición del eje del grupo turbina generador; este puede ser horizontal o vertical.

En proyectos para P.C.H. el grupo de ***eje horizontal*** ofrece más facilidades para su montaje y mantenimiento, por tal motivo es el más usado y tiene entre otras las siguientes características:

- Cojinetes normales.
- Transmisión directa por acoplamiento directo o con ejes paralelos.
- Inspección fácil, ya que todos los elementos están a la misma altura.
- Las cimentaciones son de mayor extensión superficial.
- El agua ingresa en el canal de desagüe a través de uno o dos codos de 900, originando pérdidas de carga, que serán mayores en la medida en que sea mayor la velocidad.
- Suelen compensar el momento de inercia del grupo con un volante, acoplado a su eje.

El hidrogrupo de ***eje vertical*** se ajusta a potencias mayores y tiene entre otras las siguientes características:

- Posibilidad de colocar los alternadores y las transmisiones tan arriba como se quiera del nivel de aguas por pequeño que sea el salto.
- Una buena cimentación.
- Las cargas verticales correspondientes a las máquinas deben ser sostenidas por un cojinete.

El proceso de conversión de la energía hidráulica en mecánica y de mecánica en eléctrica requiere como mínimo la instalación dentro de la casa de máquinas, de equipos que realicen estos procesos; los cuales son independientes de la posición de eje del hidrogrupo. Esto permite la instalación del hidgrupo de eje vertical, horizontal o inclinado; una ilustración de la casa de máquinas con un grupo de eje horizontal se puede observar en la figura 15.1.



Figura 15.1. Casa de máquinas con turbinas de Francis y Pelton de eje horizontal

En la casa de máquinas usualmente se instalan varios hidrogrupos (ver figuras 15.1 y 15.2), a los cuales se les suministra el caudal en forma independiente; sin embargo a la casa de máquinas suele llegar una tubería de presión, por ello se requiere con una bifurcación dividir el caudal para suministrárselo a cada unidad. Esta se empalma con la válvula principal con un tramo de tubería, que en algunos casos es una reducción (1) que ajusta los diámetros de la tubería de presión y/o bifurcación con la válvula principal (2), la cual es un elemento que permite el paso o el cierre total del flujo del caudal (no regula caudal). A la salida de la válvula (2) el caudal se dirige hacia la turbina (3), en que se realiza la transformación de la energía hidráulica en mecánica, la cual se le transmite a través de su eje al generador (4), quien la transforma en eléctrica, bien por acople directo (5) o por una transmisión que por lo general es elevadora (5). El agua una vez ha pasado por la turbina es conducida hacia un canal que lo devuelve al cauce inicial; no obstante en turbinas de reacción éste previamente pasa por el tubo difusor (6) o una descarga en el caso de las turbina de acción.

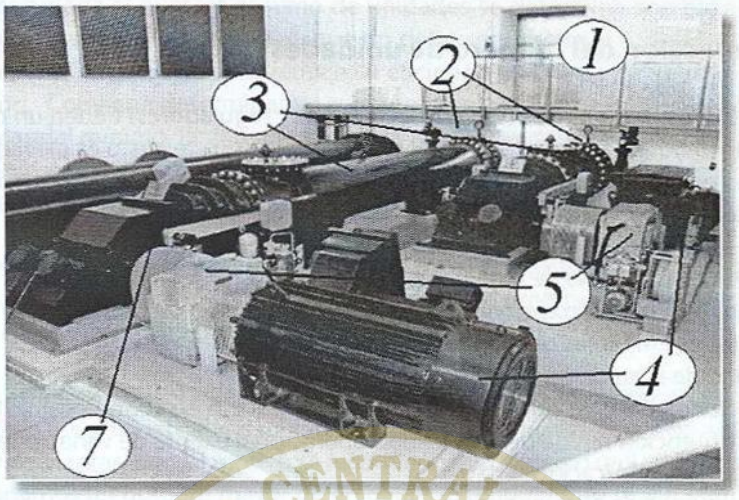


Figura 15.2. Casa de máquinas con turbinas de Michel Banki.

El proceso de conversión de energía está sujeto a las variaciones en la demanda de energía eléctrica, por tal motivo la potencia en el eje de la turbina debe variar proporcionalmente, de tal forma que se mantenga la frecuencia constante; para ello la turbina dispone de un regulador de velocidad (7) que permite ajustar el caudal a la demanda de energía eléctrica. Adicionalmente la demanda de energía eléctrica conectada a los bornes del generador tiene una componente activa y una reactiva; la activa se regula en el generador ajustando en la turbina el caudal (7) a la demanda de energía activa y la componente reactiva causa variaciones de tensión. Para regular las variaciones de tensión el generador dispone de un regulador de tensión (no indicado en las figura 15.1 y 15.2).

Para darle mayor estabilidad al grupo turbina, generador frente a la oscilación en la demanda de energía eléctrica, se instala un volante de inercia (8), quien además se encarga de reducir el envalamiento del grupo causado por el rechazo de carga y a su vez mitigar los efectos del golpe de ariete en la tubería de presión. Para el montaje y desmontaje de la turbina y del generador en la casa de máquinas se suele instalar un puente grúa (no indicado en las figura 15.1 y 15.2).

Debido a que se suelen encontrar recursos hidroenergéticos retirados del centro de consumo, se requiere la transmisión de la energía desde la P.C.H. Esto se logra con la instalación de una subestación (no indicada en las figura 15.1 y 15.2). En la subestación se encuentran equipos que permiten la conexión de la P.C.H a la red para su transmisión. Ella se encarga de elevar la tensión de generación, hasta una tensión de transmisión de acuerdo con la potencia de generación y longitud de transmisión. Para su funcionamiento la subestación requiere como mínimo los siguientes equipos: interruptor de generación, transformador de potencia, interruptor de transmisión, accesorios de seguridad (seccionadores, puestas a tierra entre otros), equipos de medida y protecciones.

15.1. Selección del número de unidades

En una PCH los hidrogrupos (turbina, generador y reguladores) tienen un costo equivalente al 40-50% del costo de la PCH en su conjunto. Este costo es elevado y por tal motivo es necesario usar grupos, particularmente de turbinas, que además de tener bajo costo, ofrezcan:

- Construcción robusta de bajo peso.
- Número mínimo de componentes y geometría simple.
- Necesidades mínimas de mantenimiento.
- Facilidad de sustitución de componentes.
- Operación exenta de ruidos, vibraciones y cavitación en todo el campo de carga, con la obtención rápida de estabilidad operacional exenta de variaciones de carga en lo posible fabricación seriada.

Es característico que los equipos trabajen con una buena eficiencia para un rango de potencia promedio que oscile entre el 65 - 90% de su potencia nominal, rangos inferiores generan cavitación. Por tal motivo las turbinas no deben trabajar con valores inferiores al 65% de su potencia nominal. Es importante que las unidades sean de igual potencia e igual tipo; un número mayor de unidades permite obtener una mejor eficiencia de la central. Para seleccionar el número de unidades de la PCH, se debe partir del estudio hidroenergético, el cual ha determinado la ubicación de las obras y la potencia neta del recurso.

La potencia del recurso hidroenergético está dada en función del caudal y de la altura disponible. Esta potencia del recurso debe ser superior a la potencia pico de demanda en el futuro de n años de proyección.

Dado que la potencia neta del recurso no ha considerado las pérdidas en los diferentes elementos de la obra y la eficiencia de los equipos, se debe conocer la potencia real teórica, de la siguiente forma:

$$P_R = 9{,}81\ \eta_T\ \eta_C\ Q\ (H_B - \Delta H)$$

Donde: $9{,}81$ es una constante, η_t es la eficiencia de la turbina, se puede tomar como $\eta_t = 0{,}77$, η_c es la eficiencia del generador, se puede tomar como $\eta_c = 0{,}95$, H_B es la caída bruta, Q es el caudal, Δh son las pérdidas de caída en la tubería de presión y accesorios.

Para un mejor rendimiento de la instalación en función del número de hidrogrupos y de la demanda se deben de tener en cuenta los siguientes parámetros:

- La P.C.H está aislada o interconectada al sistema.
- El caudal disponible en el año; caudal de diseño y caudal ecológico.
- El perfil de la demanda, la demanda máxima y la demanda mínima.
- Longitud de la línea de transmisión.

Si la PCH es aislada él número mínimo de unidades se determina con base en la potencia de generación de una unidad, que no debe ser inferior al 65% de su potencia nominal; valores inferiores a este, reduce su eficiencia y consecuentemente aumenta la cavitación. Conviene determinar un número de unidades de acuerdo al caudal de diseño, el caudal mínimo, la demanda mínima actual y la demanda máxima proyectada; de tal forma que el total de unidades cubra la demanda mínima actual y la demanda máxima proyectada.

Además es conveniente seleccionar grupos de igual potencia, de acuerdo con la longitud de la línea de transmisión; dado que a mayores longitudes el voltaje debe ser elevado y esto se garantiza con grupos de gran potencia.

Si la P.C.H está interconectada se facilita la selección del número de equipos, ya que éste estará en función del caudal mínimo, para que la demanda se pueda distribuir entre las demás plantas, por tal motivo se recomienda un número reducido de unidades. Si seleccionamos un número mayor de unidades el rendimiento será mejor y se tiene un mejor margen de reserva, sin embargo la instalación se vuelve compleja y costosa. Debido a la restricción técnica del 65% de la potencia nominal como mínimo de generación; se requiere en particular para una PCH aislada que el caudal mínimo cumpla con esta condición (ver figura 15.3). De esta forma se garantiza a la vez que un menor impacto ambiental y un factor de carga elevado. Esta última condición en una PCH aislada no garantiza que el caudal mínimo pueda atender la demanda por potencia proyectada para el periodo de vida útil de la planta. Esto indica que en estas condiciones se debe complementar la generación durante las horas pico con un grupo electrógeno o en su defecto racionar el suministro de energía eléctrica.

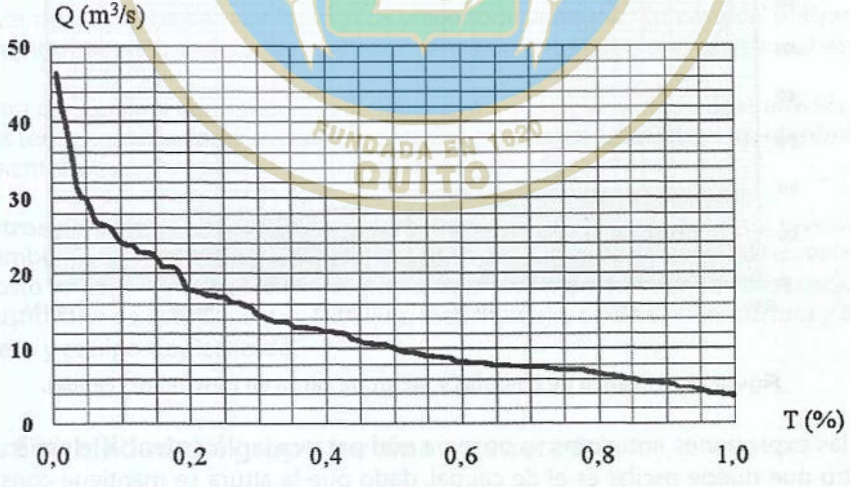


Figura 15.3. Curva de duración de caudales.

Para una PCH interconectada, si bien es importante el caudal ecológico, se caracteriza por estar embebida dentro del sistema energético, quien al final atiende el perfil de

demanda. Por tal motivo, la generación de energía eléctrica de una PCH interconectada se orienta a transformar la mayor energía disponible en el recurso hidroenergetico. Es decir que para la PCH el caudal disponible en el afluente durante un tiempo garantizara una energía firme y en el instante en que este caudal disminuye tendrá una energía adicional (ver figura 15.4). De esta forma el número de unidades es el resultado de un análisis técnico económico, en donde los indicadores hacen un balance entre el factor de carga de la planta y su beneficio financiero, condicionado al 65% de la potencia nominal de un grupo.

Selección de la turbina

La potencia real de la PCH está dada por la expresión:

$$P_R = 9{,}81\,\eta_T\,\eta_g\,Q\,H_R$$

Donde: H_R es la altura real, η_T, η_g Eficiencias de la turbina y el generador y Q es el caudal de diseño.

También podemos expresar la potencia real de la PCH como: $P_R = \sum^{n} P_i$

Donde: n es él número de unidades y P_i es la potencia del hidrogrupo i.

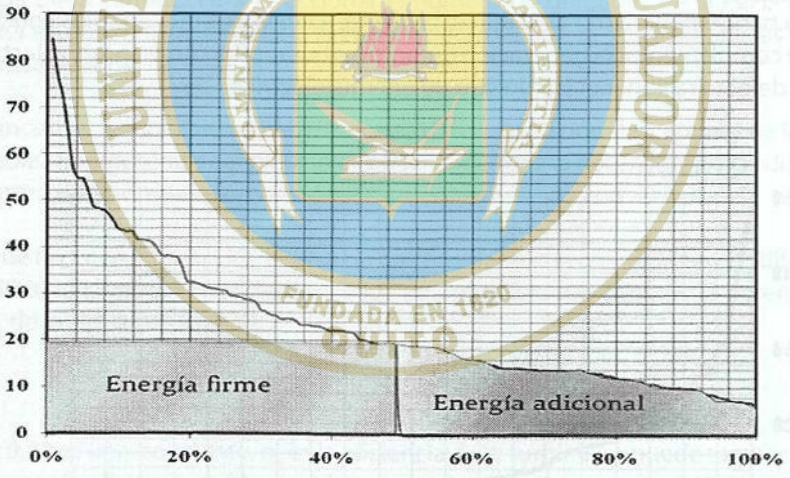


Figura 15.4. Gráfico de energías y factor de carga en función del caudal.

De las expresiones anteriores se observa que para variar la potencia, el único parámetro que puede oscilar es el de caudal, dado que la altura se mantiene constante; esto hace que equipos sean del mismo tipo. Por tal motivo la potencia real se puede expresar como:

$$P_R = 9.8\,n_g\,n_T\,H_K \sum^{n} Q_i$$

Donde: n es el número de unidades y Q_i es el caudal del grupo, que equivale a Q/n.

La selección del tipo de turbina se hace con base en el principio de funcionamiento de ésta y los parámetros que inciden en su selección son el caudal y la altura. De acuerdo con estos parámetros a nivel de PCH´s los fabricantes de turbinas han normalizado su producción y la selección del tipo adecuado para el proyecto se obtiene de un ábaco de los fabricantes.

Para PCH's retiradas del centro de carga, por longitudes considerables, exigen de la planta, generadores de mayor potencia, lo que implica un menor número de unidades. Esto puede conllevar a una reducción en la eficiencia; sin embargo ésta se puede compensar al utilizar turbinas gemelas como: turbina pelton gemela, turbina francis de doble rodete y turbina michel banki seccionada.

En ocasiones se encuentra que los dos (2) o más tipos de turbinas se ajustan a las condiciones de caudal y altura, por tal motivo se deben tomar otros criterios como:

- **Cavitación.** La cavitación es un parámetro particular de las turbinas de reacción, en ellas en las zonas de baja presión se forma vapor, lo que ocasiona ondas de alta frecuencia que generan ruido, vibración y corrosión. Para mitigar el deterioro de la turbina por corrosión, ella debe trabajar con una potencia superior al 65% de su potencia nominal.

- **Velocidad.** Se debe seleccionar la turbina de mayor velocidad, ya que ésta ofrece construcciones menos robustas y generadores más rápidos, entre otras ventajas. Si la velocidad es menor de 600 RPM se puede considerar la posibilidad de un amplificador de velocidad, de modo que la velocidad del generador sea adecuada. Esta opción debe ser viable, técnica y económicamente. En caso de utilizar un amplificador las pérdidas son muy pequeñas, su rendimiento es superior al 96%.

  Otra opción para aumentar la velocidad, es aumentar el número de unidades, éstas tendrían más ventajas pero aumentarían el tamaño de la PCH, el mantenimiento entre otros.

- **Otros parámetros.** Entre otros parámetros la elección del número de unidades, también debe considerar los siguientes: tipo de hidrogrupo (horizontal o vertical), costo unitario del grupo, fabricación seriada, fácil mantenimiento, consecución y sustitución de componentes, sencillez, fácil montaje, construcción robusta y bajo peso y equipo tropicalizado.

15.2. Estabilidad del grupo turbina - generador.

Para un proceso de conversión de energía secuencial: hidráulica en mecánica y está en eléctrica; que a su vez debe variar en relación directa a la demanda; la estabilidad de este sistema implica que su planeamiento operacional sea compatible con las características de cálculo, del proyecto de instalación y ajuste de sus componentes.

En este proceso de conversión de energía en un esquema de una P.C.H. en derivación participan diferentes elementos, que presentan factores que afectan la regulación (ver figura 15.5). Entre ellos se destaca: un sistema de baja presión, como lo es el tubo difusor o canal de desagüe (1), la chimenea de equilibrio o tanque de carga (2), la tubería de presión (3), la válvula principal (4), la turbina (5) y su regulador (6), el volante de inercia (7), el generador (8) y la línea de transmisión (9).

Cada uno de estos elementos tiene características particulares (ver figura 15.5), como son: *Hb* es la caída bruta; *Hs* es la altura de succión; *t* es el tiempo efectivo de cierre; t_g es el tiempo transitorio del grupo; t_h es el tiempo transitorio hidráulico; *P* es la potencia hidráulica; *Pei* es la potencia en eje; *Pe* es la potencia eléctrica; *Q* es el caudal; *n* es la velocidad de rotación; *v* es la velocidad media y *L* es la longitud de la tubería presión.

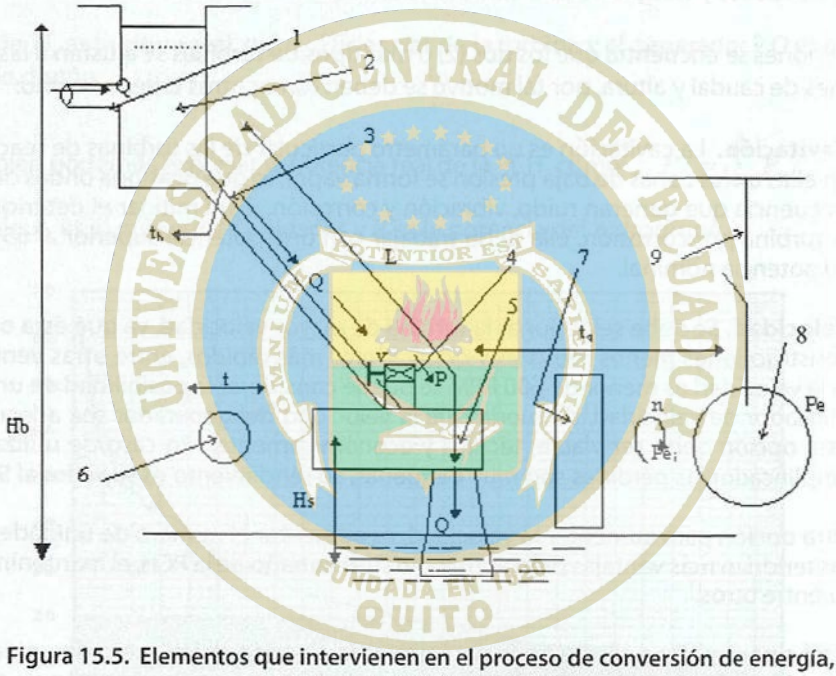


Figura 15.5. Elementos que intervienen en el proceso de conversión de energía, en un esquema de una P.C.H.

Debido a la sinergia entre las energías y las particularidades que involucran el proceso de conversión de energía, el cambio fundamentalmente en la demanda causa oscilaciones; las cuales perturban el funcionamiento del grupo turbina – generador. Sin embargo la perturbación causada no debe conllevar el deterioro de ningún elemento del sistema, esto significa que la tubería de presión debe ser estable a las oscilaciones hidráulicas, la turbina mecánicamente debe ser estable y el generador electro mecánicamente también debe ser estable. Sin embargo, las oscilaciones más severas se presentan durante la parada brusca del grupo, por ello es necesario revisarla con mayor análisis.

Tiempo de cierre del regulador. Por una razón cualquiera la potencia eléctrica en bornes del generador cae a cero, el sistema demora en reaccionar un tiempo t_m en este tiempo la potencia se mantiene inicialmente constante y aumenta bruscamente debido a la sobrepresión del golpe de ariete. Durante t_m, aumenta la velocidad de rotación del grupo de n a n_1; transcurridos t_m; el regulador empieza a actuar reduciendo la potencia desde *Pmax* hasta cero 0; la velocidad crece hasta un valor máximo n_{max} y después cae a cero 0. El tiempo $t_{12} = t$ es el tiempo de cierre del regulador siendo t_s el tiempo que demora el grupo en parar.

El tiempo total desde el momento de rechazo de carga hasta que se para el grupo es:

$$t_t = t_m + t + t_s$$

En la figura 15.6 se muestra el comportamiento del grupo para parada brusca de la carga.

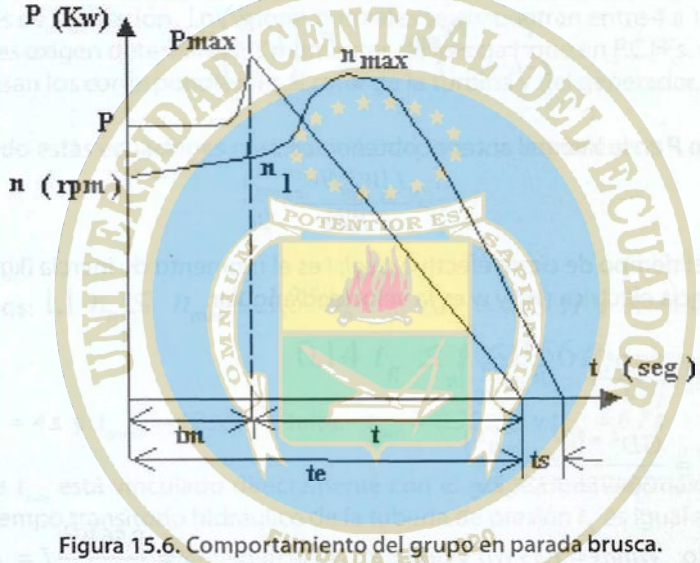


Figura 15.6. Comportamiento del grupo en parada brusca.

Técnicamente se busca que t_m sea lo menor posible para que la rotación no aumente demasiado, hasta que el sistema comience a cerrarse.

El tiempo *t*, en lo que respecta al golpe de ariete, necesita que sea lo menor posible, pero sin que la rotación máxima no sobrepase los valores que pueda perjudicar la estabilidad operacional del grupo. El valor máximo de la rotación no debe exceder el 35% de la rotación nominal.

Observamos que t_m, t_e, t_s y t_t no tienen influencia directa con problemas ligados a las características de la línea de transmisión. Por eso para variación de carga, con un grupo aislado, conectado con una línea de transmisión, las variaciones de la velocidad de rotación del grupo, provocan variaciones en el ciclo de la línea, luego su estabilidad debe ser analizada; en este caso es recomendable variaciones mínimas en la rotación del hidrogrupo; es decir, se requiere una gran inercia.

En condiciones teóricas tomando $t_m = 0$ y $t_s = 0$, la potencia eléctrica máxima es:

$$Pe_{max} = (1 + \Delta H/H)^{3/2} \times Pe \quad ; \quad Pe_{max} = K \times Pe$$

Donde: ΔH es la sobrepresión originada en el golpe de ariete y $n_1 = n_n$, siendo I el momento de inercia de todas las masas giratorias del grupo generador.

Se puede escribir:

$$\int_0^t f(p) * dt = \frac{1}{2} * I * \left(W_{max}^2 - W_n^2\right)$$

Admitiendo que P cae linealmente con t, entonces:

$$\frac{P}{t - t} = \frac{Pe_{max}}{t} \qquad P = \left(1 - \frac{t'}{t}\right) K\,Pe$$

ó

Sustituyendo P en la integral anterior obtenemos:

$$t = \frac{I\left(W_{max}^2 - W_n\right)}{K\,Pe}$$

Donde: t es el tiempo de cierre efectivo *(seg)*; I es el momento de inercia (kgm²). P_e es la potencia eléctrica *(W)* y w es la velocidad angular.

Para: $I = mR^2 = \left(\frac{GD^2}{4}\right)$; $W = \left(\frac{\pi}{30}\right) n$

tenemos $t = \dfrac{GD^2 * \left(n_{max}^2 - n_n^2\right)}{364756 * K * Pe}$

Considerando: $Wmax = 1.35\,Wn$ y $\Delta H = 0.3\,H$, se tiene: $t = \dfrac{0.56 W_n^2}{Pe} I = K_1 I$

Esta ecuación muestra la proporcionalidad entre t e I; entonces como t debe tener un valor compatible con el golpe de ariete previsto en el cálculo y consecuentemente el grupo debe tener un momento de inercia mínimo **I** preferiblemente definido.

Tiempo transitorio. El tiempo transitorio del grupo, también conocido como tiempo de aceleración del grupo, o como inercia especifica, t_g, es el tiempo en segundos que demora el grupo en llegar desde $n = 0$ hasta la rotación nominal n_n, actuando en el eje; el momento nominal M_n, entonces:

$$Pen = Wn * Mn \quad \text{y} \quad Mn * tg = I * Wn$$

luego,

$$\text{tg} = \frac{I * Wn^2}{Pen}$$

Donde: t_g tiempo transitorio del grupo *(s)*, *I* momento de inercia *(Kg m²)*; W_n velocidad angular *(s^{-1})* y *Pen* potencia eléctrica *(W)*.

Para $I=\left(\frac{GD^2}{4}\right)$; $Wn=\left(\frac{\pi}{30}\right)n_n$

resulta: $$t = \frac{GD^2 * n_n}{364756 * Pe}$$

Donde: *G* peso del hidrogrupo *(kg.f)*; D diámetro *(m)*; *N* velocidad *(r.p.m)* y *Pen* potencia eléctrica *(W)*.

Las expresiones para hallar el tiempo t_g; también muestran la proporcionalidad entre t_g e *I*. Pequeños valores de tiempo menores de 3 seg, también conducen a grandes dificultades de regulación. Los valores normales se encuentran entre 4 a 12 segundos, tales valores exigen determinados momentos de inercia I que en P.C.H´s. normalmente sobrepasan los correspondientes al rotor de la turbina y del generador.

Combinando estas ecuaciones para una misma potencia se obtiene:

$$\frac{n_{max}^2}{n_n^2} = \frac{W_{max}^2}{W_n^2} = K\frac{t}{t_g} + 1$$

Si fijamos: $1{,}1\ n_n \leq n_{max} \leq 1{,}35 n_n$; $\Delta H = 0{,}3\ H$ y $K = 1.48$, se tiene:

$$0.14\ t_g \leq t \leq 0.56 t_g$$

Para $t_{gmin} = 4\,s$ y $t_{gmax} = 12\,seg$, resulta: $t_{min} = 0.56\,seg.$ y $t_{max} = 6.7\,s$

El valor de t_{min} está vinculado directamente con el golpe de ariete máximo posible, luego el tiempo transitorio hidráulico de la tubería de presión t_h es igual a:

$$t_h = \frac{V * L}{g * Hb}$$

Donde: *v* es la velocidad del caudal en la tubería *(m/s)*, *L* es la longitud de la tubería de presión *(m)*, g es la aceleración de la gravedad y *Hb* es la caída bruta.

Análisis de los tiempos de sobrevelocidad

Para la estabilidad hidrodinámica del sistema debemos tener:

$$t_g > t > t_h$$

Según estudios los rangos para los tiempos son:

$$4 < t_g\ 12\,s$$
$$0.6 < t_g\ 7\ segundos$$
$$0.7 < t_h\ 1\ segundos$$

Donde la velocidad máxima del grupo es:

$$n_{max} = n_n\sqrt{\left(1+\frac{\Delta H}{H}\right)^{\frac{1}{2}}\frac{t}{t_g}+1} \quad \text{ó} \quad n_{max} = n_n\sqrt{1+0.88\,\frac{t}{t_g}\left(1+\frac{h_s}{H_B}\frac{t_{ht}^{+}}{t_h}\right)}$$

Donde: h_s es la sobreelevación máxima del golpe de ariete, t_h tiempo hidráulico de la tubería de presión y t_{ht}^{+} tiempo hidráulico del sistema (tubería - caracol - tubo de succión).

Para $\Delta H = 0.3\,H$ y $\frac{t}{t_g} = 0.56$, resulta: $n_{max} = 1.35\,n_n$

Dimensionamiento

El dimensionamiento del volante se hace de la siguiente forma:
Se dispone de la siguiente información:

- *Pen* potencia eléctrica dada en Kilowatts.
- n_n la velocidad del grupo dada en rpm
- *d* el diámetro dado en metros
- $(GD^2)_T$ el momento de inercia de la turbina, dado en $(Kg.f\,m^2)$
- $(GD^2)_G$ el momento de inercia del generador $(Kg.f\,m^2)$

Con base en esta información se dimensiona el volante con el siguiente **procedimiento**:

- Fijamos t_g entre *4 y 12* segundos
- Calculamos el momento

$$GD^2 = \frac{364756 * Pen * t_g}{n_n^2} \qquad (Kgf\,m^2)$$

- Se calcula $(GV^2)_v$ del volante

$$(GV^2)_V = (GV^2)_T + (GV^2)_G$$

- Observamos que si se cumple la siguiente condición:

  $(GV^2)_V \leq 0$ es decir, $(GV^2)_V < (GV^2)_T + (GV^2)_G$

  en este caso no es necesario el volante.
- Si esta relación es mayor que cero $(GV^2)_V \geq 0$

  Es necesario el volante de inercia.
- Las dimensiones del volante indicadas en la gráfica 15.7 son las siguientes:

$$B = r_e - r_j = 2b \text{ y } r_e = 1.35 r_i$$

- Se halla el momento de inercia del volante:

$$I = \frac{(GD^2)}{4} = \frac{\pi B \rho_t r_2^4}{2} + \frac{\pi B \rho_t (r_e^4 - r_i^4)}{2}$$

ó

$$(GD^2)_v = 2\pi\rho\left[r_i^4(b-B) + B r_e^4\right]$$

Si el material es de acero el peso específico es $\rho_f = 7850\ (Kg/m^2)$

- Se calcula el radio del volante: $r_e = 0.156 \sqrt[5]{(GD^2)_v}$ (mts),
- Calculamos $r_j = 0.741\, r_c$ (metros)
- Calculamos $B = r_c - r_j$ (metros)

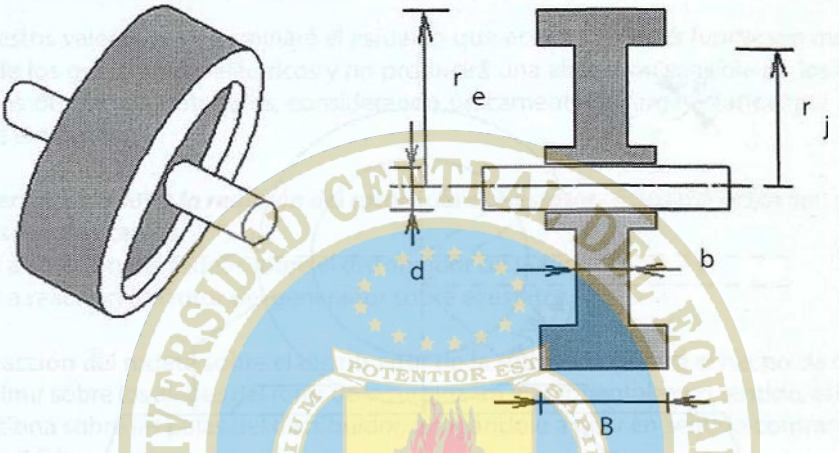


Figura 15.7. Dimensiones del volante.

15.3. Anclaje de los equipos

La fundación del grupo turbina-generador se calcula teniendo en cuenta fuerzas estáticas y dinámicas del grupo, están son:

- Peso del equipo y de su fundación.
- Esfuerzos producidos a consecuencia de la rotación como:
  a) Excentricidad de la masa del rotor, con respecto al eje de rotación y que es motivada por la elasticidad el árbol.
  b) La inexactitud en el equilibrio de las masas del rotor.
- La reacción del rotor de la turbina sobre el estator.
- La reacción en el generador a causa de fallas electromagnéticas, como cortocircuitos.

Fundación para grupos de eje horizontal.

En P.C.H es usual por facilidad de montaje y mantenimiento, la instalación de grupos de eje horizontal. En este caso no hay necesidad de calcular la fundación correspondiente, porque dichas fundaciones forman un conjunto con la estructura de la obra de fábrica y con las cimentaciones de la central, por lo cual, el coeficiente de trabajo por la carga estática es generalmente muy reducido, así como por lo que respecta a la

resonancia elástica y al peligro de vuelco la seguridad es elevada.

Los esfuerzos que actúan sobre la fundación para un grupo horizontal, son las siguientes:

Esfuerzos debidos a la excentricidad del rotor. Tal como se indica en la figura 15.8, la excentricidad del rotor **e** desarrolla una fuerza centrifuga **F** con la velocidad angular en el eje. Esta fuerza es igual a:

$$F = \omega^2 M e$$

Donde: ***e*** es la excentricidad, ***w*** es la velocidad angular y ***M*** es la masa del rotor.



Figura 15.8. Esfuerzos debidos a la excentricidad del rotor.

Los componentes ***horizontales y verticales*** de ***F***:

$$F_H = F\,Cos\,\omega t \text{ y } F_v = F\,Sen\,\omega t$$

dan origen a esfuerzos alternos de pulsación *w* horizontales y verticales, que se suman al propio peso del equipo y al de la estructura de la fundación; éstas dan sensibles esfuerzos a ésta y a la placa de la fundación.

La experiencia ha demostrado que el cálculo deberá efectuarse, sustituyendo la carga estática por una carga ficticia cuya relación con la real se determina de la siguiente forma:

- Tener en cuenta que la acción de la alternativa de la fuerza centrifuga vertical y horizontal, producen un descenso de la carga de rotura del material.
- Se debe evitar que la oscilación propia del entramado entre en resonancia con la oscilación propia del rotor. Para ello el factor dinámico, que es la relación entre la flecha dinámica y la estática, debe oscilar entre $w > 1.3p$ y $w < 0.7p$, siendo p la pulsación libre de la armazón. De esta forma se alejara el campo de resonancia.

- Otro factor que influye para evitar la resonancia es el centrifugo; donde la velocidad del árbol del grupo w y la velocidad critica del eje se deben encontrar en el rango:

$$w > 1.3\ wc \quad y \quad w < 0.7\ wc$$

En conclusión, el conjunto de estos esfuerzos conlleva a que para hacer frente a la acción dinámica creada por la excentricidad del rotor, hay que multiplicar el peso estático de la parte giratoria por un factor que equivale a:

9 para estructuras en hierro
12 para estructuras en hormigón armado

Con estos valores se determinará el esfuerzo que actuará sobre la fundación monolítica de los grupos hidroeléctricos y no producirá una alteración sensible en los coeficientes de trabajo obtenidos, considerando únicamente la carga estática que actúa sobre el terreno.

Esfuerzos debidos a la reacción del rotor sobre el estator. Estos esfuerzos son generados por dos causas:

- La reacción del rodete sobre el distribuidor de la turbina.
- La reacción del rotor del generador sobre el estator.

La reacción del rodete sobre el distribuidor de la turbina la genera el hecho de que al imprimir sobre los alabes del rotor de la turbina un movimiento en un sentido, el fluido reacciona sobre las palas del distribuidor, obligándole a girar en sentido contrario, ver figura 15.9.

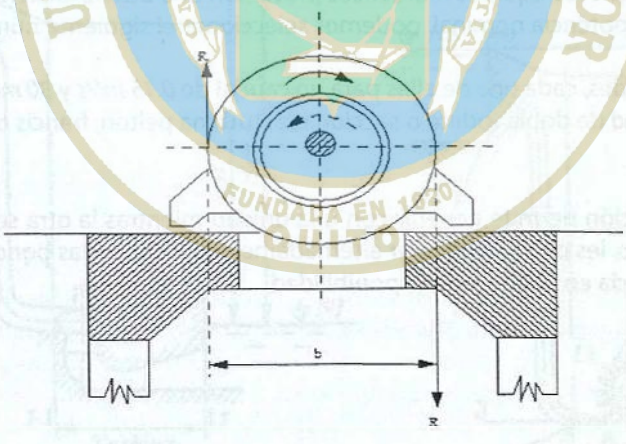


Figura 15.9. Reacción del rodete sobre el distribuidor

Los valores del par de vuelco **C** y de la carga **R** del apoyo más cargado, resultan de las siguientes igualdades:

$$C = {}^{N}/_{W}(Kg\ m)\ ;\ R = {}^{N}/_{Wb}(Kg)$$

Donde: *N* es la potencia *(Kg/s)* y *W* es la velocidad angular que equivale a: $W = {2\pi n}/{60}$, donde ***n*** es el número de *r.p.m.*

Si la potencia *W* está dada en Kilowatt se puede pasar a *Kgm/s* de la siguiente forma:

$$N = 1{,}36 * 75 * P \quad \left({Kgm}/{s} \right)$$

La reacción del rotor del generador contra el estator en régimen normal coincide, con la reacción provocada por el rotor de la turbina sobre su estator, pero aumenta considerablemente en caso de cortocircuito y es tanto mayor, en cuanto mayor es la intensidad de éste. Esta reacción puede alcanzar un valor de 10 a 15 veces del régimen normal y para ello es necesario tenerlo en cuenta en el cálculo de la fundación.

Ejemplo

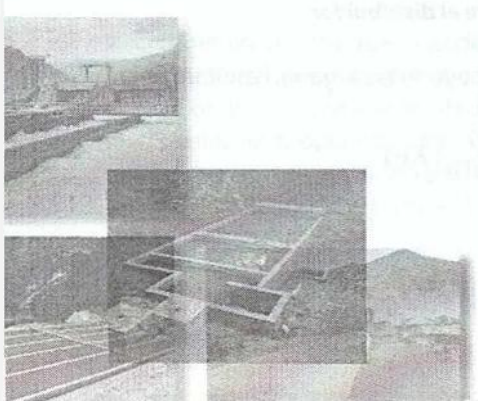
El número de unidades para que nuestro proyecto tenga una muy buena eficiencia en planta se determina con base en el estudio de demanda y el hidrológico.
De ellos conocemos que la demanda mínima de la comunidad en el año *"0"* es de *22.36 Kilowatts* (tabla 5.7) y el caudal mínimo es de *0.05 m³/s*.

Estos valores indican que por demanda mínima la comunidad requiere *32%* de la potencia instalada y con el caudal mínimo se puede generar el *17%* de esta potencia.

Al considerar que los equipos hidráulicos presentan una buena eficiencia por encima de 60% de su potencia nominal, podemos seleccionar el siguiente número de unidades:

- Dos unidades, cada una de ellas para un caudal de *0.15 m³/s* y *30 metros* de caída.
- Una unidad de doble rodete o seccionada (turbina pelton, francis o michel – banki).

La primera opción permite generar con una unidad mientras la otra se encuentra en mantenimiento, les permite trabajar alternadamente, entre tantas bondades que mejoran la eficiencia en planta y su disponibilidad.





16. Turbina

La turbina es el equipo en el cual se transforma la energía hidráulica en mecánica, está acoplada directamente al generador y en conjunto atienden la demanda de energía eléctrica.

Un esquema general de la instalación de una turbina en una Central Hidroeléctrica se indica en la figura 16.1. En ella se observa que el caudal captado por la toma de agua es llevado a través de la tubería de presión hasta la turbina. El agua se le entrega la rodete a turbina para realizar el proceso de conversión de energía hidráulica en mecánica; el cual se puede realizar de dos formas: el caudal cambia solamente de dirección más no de aceleración (turbina de acción), y el caudal entra a presión y en los conductos móviles del rodete cambia de dirección y aceleración (turbina de reacción), tal como se ilustra en la figura 16.1.

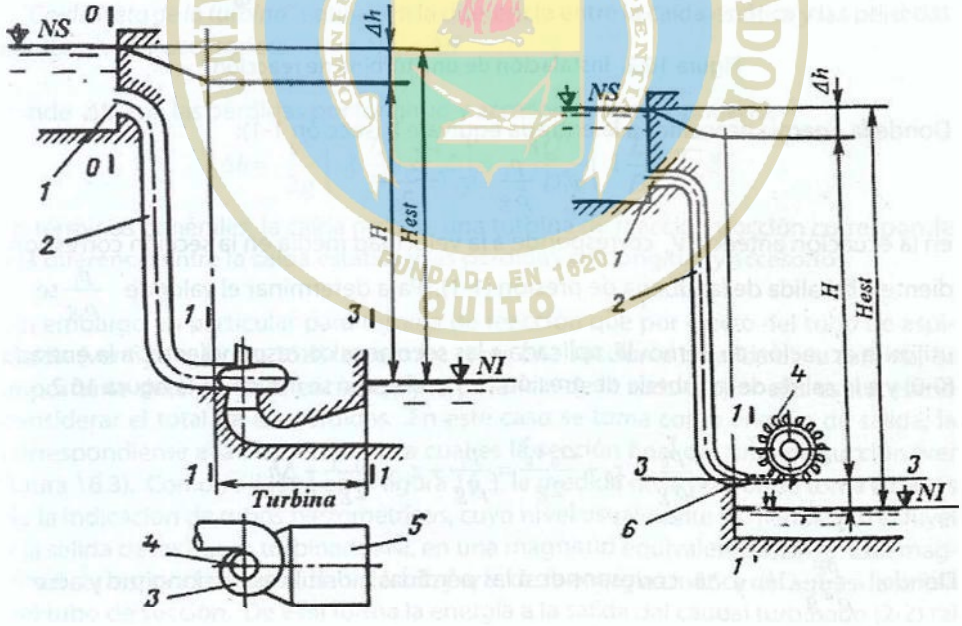


Figura 16.1. Turbina de reacción y de acción.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

16.1. Caída neta.

La altura útil de la turbina o caída *H* corresponde a la energía específica aprovechada, la cual equivale a la diferencia entre las energías específicas a la entrada y a la salida de la turbina (ver figura 16.2):

$$H = e_1 - e_{sal}$$

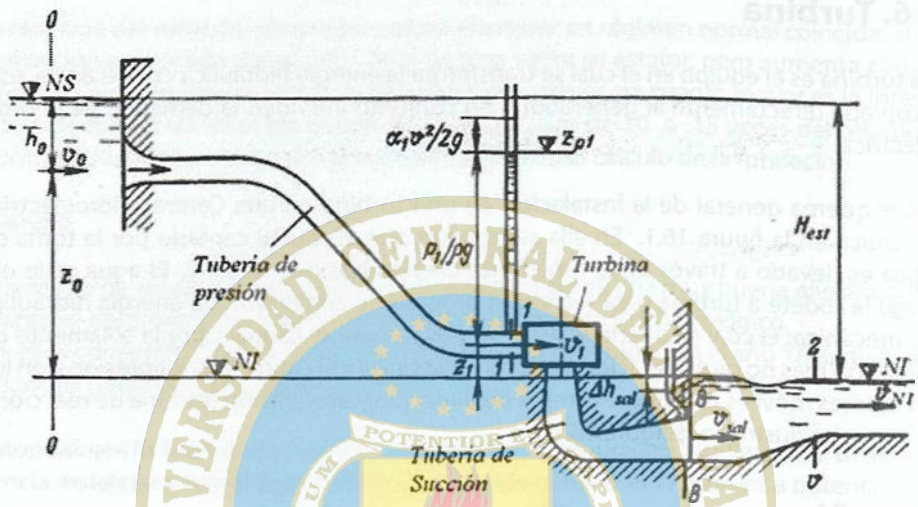


Figura 16.2. Instalación de una turbina de reacción.

Donde la energía específica a la entrada equivale a (sección 1-1):

$$e_1 = \frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$$

en la ecuación anterior V_1 corresponde a la velocidad media en la sección correspondiente a la salida de la tubería de presión (1-1). Para determinar el valor de $\frac{p_1}{\rho g}$ se utiliza la ecuación de Bernoulli, aplicada a las secciones correspondientes a la entrada (0-0) y a la salida de la tubería de presión (1-1), tal como se indica en la figura 16.2.

$$\frac{p_0}{\rho g} + z_0 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = \frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta h$$

Donde: $\frac{p_0}{\rho^* g} = h_0$ y Δh corresponde a las pérdidas hidráulicas por longitud y accesorios en la tubería de presión. Considerando que $h_0 + z_0 = H_{est}$, se puede determinar la altura piezométrica $\frac{p_1}{\rho g}$:

$$\frac{p_1}{\rho g} = H_{est} - z_1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \Delta h$$

De igual forma, la energía específica correspondiente a la sección de la salida del caudal turbinado (2-2) tal como se indica en la figura 16.2, equivale a:

$$e_{sal} = e_2 = \frac{\alpha_{NI} v_{NI}^2}{2g}$$

De esta forma la caída de la turbina *H*, correspondiente a la diferencia entre la *"Caída Bruta de la turbina"* y las pérdidas hidráulicas por longitud y accesorios en la tubería de presión corresponde a:

$$H = H_B - \Delta h = H_{est} + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \Delta h$$

Esta altura se suele llamar *"Caída Neta de la turbina"*. Donde H_B equivale a:

$$H_B = H_{est} + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$$

Es importante mencionar que en la ecuación anterior la diferencia entre las velocidades es mínima, por tal motivo se pueden no considerar y como resultado se tiene que la *"Caída Neta de la turbina"* equivale a la diferencia entre la caída estática y las perdidas por longitud y accesorios: $H = H_{est} - \Delta h$

donde Δh son las pérdidas por longitud y accesorios corresponden a:

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right) = \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)$$

En términos generales, la caída neta de una turbina de reacción y acción corresponde a la diferencia entre la caída estática y las pérdidas por longitud y accesorios.

Sin embargo en particular para turbina de reacción que por efecto del tubo de aspiración (ver figura 16.2 y 16.3) le permite crear una succión a la salida de la turbina, es importante determinar la eficiencia y la potencia de la turbina, por ello es necesario considerar el total de las pérdidas. En este caso se toma como energía de salida, la correspondiente a la sección (B-B), la cual es la sección final del tubo de succión (ver figura 16.3). Como se ilustra en la figura 16.3, la medida de la presión se toma a través de la indicación de tubos piezométricos, cuyo nivel usualmente es menor que el nivel a la salida de las aguas turbinadas NI, en una magnitud equivalente a Δh_{sal}. Esta magnitud corresponde a la recuperación de parte de la energía cinética del agua a la salida del tubo de succión. De esta forma la energía a la salida del caudal turbinado (2-2) tal como se indica en la figura 16.3, corresponde a:

$$e_{sal} = -\Delta h_{sal} + \frac{\alpha_{sal} v_{sal}^2}{2g}$$

Es de anotar que si el nivel indicado en el tubo piezométrico es mayor que el nivel a la salida de las aguas turbinadas NI, en este caso no se presenta una recuperación de la energía cinética, sino que además se tiene pérdidas adicionales, que conllevan a que la caída neta sea aún menor. De esta forma al considerar todas las pérdidas la *"Caída Neta de la turbina"*, equivale a:

$$H = H_{est} - \Delta h + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta h_{sal} - \frac{\alpha_{sal} v_{sal}^2}{2g}$$

Y se considera una condición ideal, en el instante en que: $\alpha_{sal} = 1.0$.

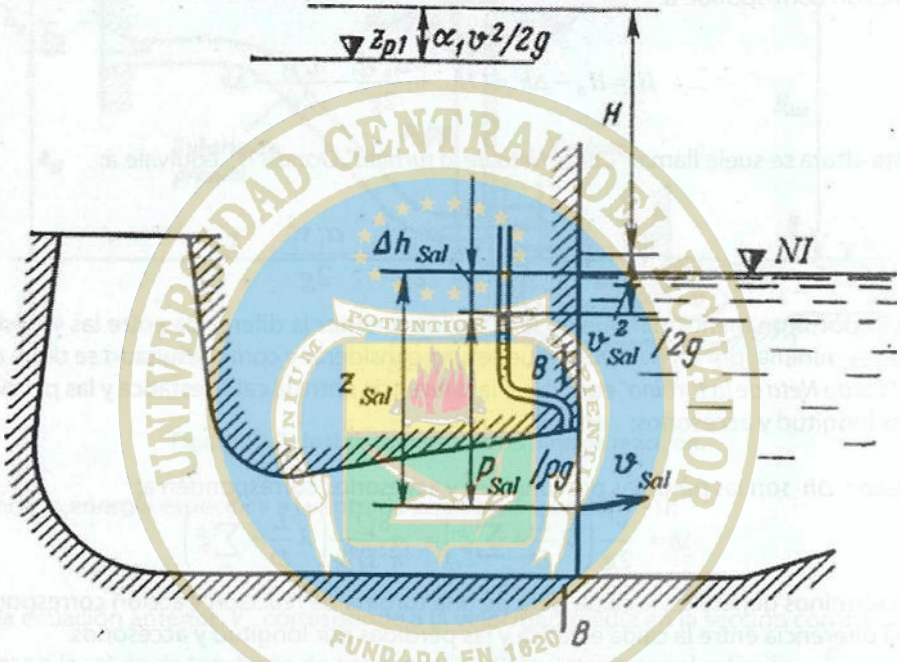


Figura 16.3. Tubo de aspiración.

16.2. Tubo de succión.

El tubo de succión es un elemento de las turbinas de reacción, ubicado a la salida del agua en la turbina; cuya forma es la de un conducto divergente que puede ser recto o acodado (ver figura 16.4). El tubo de succión influye en el comportamiento energético de las turbinas de reacción, en tanto en que recupera parte de la energía cinética correspondiente a la velocidad residual del agua en la salida del rodete y altura entre la salida del rodete y el nivel del canal de desagüe.

Para analizar el aporte energético del tubo de succión, inicialmente se considerará el caso en el que la turbina no lo tiene (figura 16.4), por tanto la energía a la salida de la turbina equivale a:

$$e = e_2 - e_3 = H_s + \left(\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g} \right)$$

Esta energía no se utiliza en la turbina y equivale a unas pérdidas elevadas, en especial en turbinas de baja caída, donde la energía cinética $\alpha_2 \left(v_2^2 / 2g \right)$ es igual al 50 - 90% de la energía total.

Cuando existe el tubo de succión (ver figura 16.4) la energía al final de la turbina es:

$$\frac{P_2}{\rho g} = - \left(H_s + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g} \right)$$

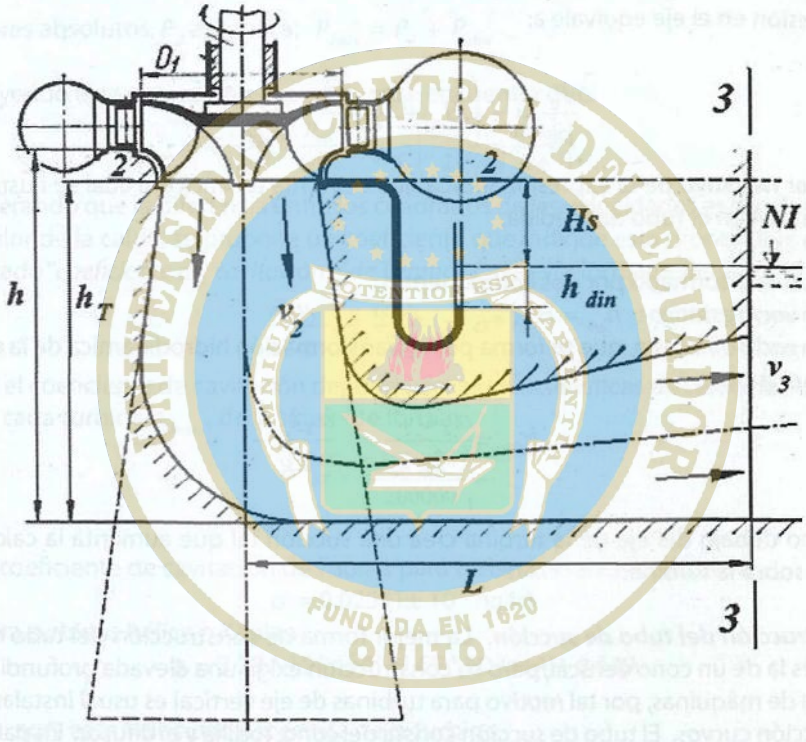


Figura 16.4. Disposición de un tubo de succión.

Si suponemos que la velocidad v_2, es igual con o sin tubo difusor, entonces la diferencia de energías se puede determinar como el efecto energético del tubo de aspiración o reposición de energía.

$$e = e_2 - e_3 = H_s + \left(\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g} \right)$$

De la expresión anterior se deduce que el tubo de succión, permite:

- Usar totalmente la energía, correspondiente a la altura H_s del equipo sobre el nivel inferior (NI), llamada *altura de succión*.
- Utilizar gran parte de la energía cinética saliente del tubo de succión, ya que el aumento de la sección, de la velocidad v_3 es más pequeña que v_2.

Las turbinas de reacción, con tubo de aspiración que trabajan con energía de presión, utilizan una energía de más cinética; la cual inicialmente se transforma en presión. Para demostrarlo se utilizará la ecuación de Bernoulli para la figura 16.4 en la sección 2-2 y 3-3, considerando que no tiene pérdidas el tubo.

$$H_s + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g}$$

La presión en el eje equivale a:

$$\frac{P_2}{\rho g} = -\left(H_s + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g}\right)$$

El valor negativo de la expresión indica que se forma un vacío, el cual se ilustra en la figura 16.4 en el tubo de medida.

El vacío está formado por dos componentes:

- Un *vacío estático*: $h_{est} = H_s$
- Un *vacío dinámico* que se forma por la transformación hidrodinámica de la energía en el tubo.

$$h_{din} = \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 U_3^2}{2g}$$

El vacío debajo del eje de la turbina crea una succión tal que aumenta la caída, que actúa sobre la turbina.

Construcción del tubo de succión. La mejor forma de construcción del tubo de succión, es la de un cono vertical, pero su construcción exige una elevada profundidad de la casa de máquinas, por tal motivo para turbinas de eje vertical es usual instalar tubos de succión curvos. El tubo de succión consta de: cono, rodilla y el difusor. En particular la *rodilla* es de construcción especial, ya que tiene diferentes secciones geométricas, que permiten la transformación de una sección redonda del cono a una triangular de la sección del difusor.

El parámetro más importante del tubo es su altura "*h*" (ver figura 16.4); entre mayor sea, mejor son las condiciones energéticas, pero aumentan las dimensiones de la casa de máquinas y consecuentemente su costo.

Altura máxima del tubo de succión. La altura máxima del tubo de succión está limitada por el fenómeno de cavitación, que consiste en el proceso de evaporar el agua por reducción de presión. En condiciones normales a una presión de 1,0 *bar* el agua

hierve por debajo de los 100°C y con una presión menor equivalente a de 0.33 *bar* hierve por debajo de los 25°C, es decir, con la temperatura normal del cauce. Por tal motivo, se llamara a 0,33 *bar*, **presión crítica** P_{Crit}. Si la presión debajo de la turbina P_2 se acerca a la presión crítica, el caudal se evapora, y se interrumpe el flujo de agua, generando inestabilidad entre el área de baja y alta presión. Las burbujas de vapor caen en la sección de alta presión e instantáneamente se condensan, desapareciendo. Esto genera una onda de choque de alta presión. Estas ondas son seriadas y de elevada frecuencia, generan ruidos, vibración en la turbina y corroe la superficie metálica. Por tal motivo, para evitar la cavitación se requiere que: $P_2 > P_{Crit}$

donde: $\frac{P_2}{\rho g} = -\left(H_s + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g}\right)$

En valores absolutos, P_2 es igual a: $P_{2abs} = P_2 + P_{atm}$

Sustituyendo esta expresión en la anterior se encuentra que:

$$\frac{P_{2abs}}{\rho g} = \frac{P_{atm}}{\rho g} - H_s - \left(\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g}\right)$$

Considerando que la diferencia entre los cuadrados de las velocidades es proporcional a un valor de la caída, se propone un coeficiente que indique esta proporción, el cual es llamado "*coeficiente de cavitación o de Thoma* σ", de esta forma se tiene:

$$\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g} = \sigma^* H$$

Donde el coeficiente de cavitación depende de las características de velocidad específica de cada turbina n_{sNom}, de la siguiente forma:

$$\sigma = \frac{\left(n_{sNom} + 30\right)^{1.8}}{200000}$$

- El coeficiente de cavitación de Thoma para turbinas Francis equivale a:

$$\sigma = 0.025\,(1 \pm 10^{-4}\, nqA^2)$$

- Para turbinas hélice o Kaplan

$$\sigma = 3{,}28 * 10^{-6} nqA^2 - 1{,}65 * 10^{-3} nqA + 0{,}549$$

Donde *nqA* es la velocidad especifica de la turbina.

Al sustituir en la expresión de la anterior de la P_{2abs}, la ecuación anterior se encuentra que:

$$\frac{P_{2abs}}{\rho g} = \frac{P_{atm}}{\rho g} - H_s - \sigma H$$

Para evitar la cavitación la expresión anterior adquiere la siguiente forma:

$$\frac{P_{2abs}}{\rho g} = \frac{P_{atm}}{\rho g} - H_s^{máx} - \sigma H \geq \frac{P_{crit}}{\rho g}$$

Donde: H es la caída neta y $H_{smáx}$ y es la altura máxima del tubo de succión.

Considerando los valores de la presión del agua para condiciones normales y el valor crítico ($P_{atm} = 1.010\ bar$ y $P_{crit} = 0.33\ bar$) se obtiene que: $\frac{P_{atm}}{\rho g} \square 10.3\ m$ y $\frac{P_{crit}}{\rho g} \square 0.3\ m$

Sustituyendo estos valores, tenemos: $0.3 \leq 10.3 - H_2^{máx} - \sigma H$
De esta forma: $H_2^{máx} \leq 10 - \sigma H$

La expresión anterior aplicada a centrales hidroeléctricas con gran caída debe considerar una corrección barométrica de la presión atmosférica, de la siguiente forma:

$$H_s^{máx} = 10 - \frac{H_b}{900} - \sigma H$$

Donde: $\mathbf{H_b}$ es la altura sobre el nivel del mar a nivel del eje de la turbina.

16.3. Potencia de las turbinas.

La energía hidráulica suministrada a la turbina por un peso determinado de agua ***m*** que se desplaza en el tramo, comprendido entre la sección de entrada (0-0) y la salida de la tubería de presión (1-1), tal como se indica en la figura 11.1, corresponde a:

$$E_H = H_{est}\, m$$

donde el peso del agua corresponde a: $m = \rho g V$ y el volumen en esta ecuación equivale al producto del caudal por la magnitud de tiempo: $V = Q * t$.

De esta forma la energía hidráulica suministrada a la turbina corresponde a:

$$E_H = H_{est}\, \rho g Q$$

La *potencia hidráulica total* obtenida en este tramo equivale a:

$$P_H = \frac{E_H}{t} = H_{est}\, \rho g Q$$

Al colocar las unidades en la ecuación de la potencia hidráulica total suministrada a la turbina se tiene las unidades de Watts, de la siguiente forma:

$$P_H = m\left(\frac{Kg}{m^3}\right)\left(\frac{m}{s^2}\right)\left(\frac{m^3}{s}\right) = Kg\left(\frac{m^2}{s^3}\right) = W$$

De esta forma la *potencia hidráulica total* en una turbina en Watts, para una caída dada en metros y un caudal en metros cúbicos por segundo equivale a:

$$P_H = 9810 H_{est}\, Q \quad ; \text{(W)}$$

Donde la densidad del agua es: $\rho = 1000\ kg / m^3$ y la aceleración de la gravedad $g = 9.81\ m/s^2$

Sin embargo esta unidad es poco usada, generalmente se utiliza la magnitud en kilowatts, para ello la *potencia hidráulica total* en una turbina se determina de la siguiente forma: $P_H = 9{,}81\, H_{est}\, Q$ *(kW)*

No obstante se presentan pérdidas de potencia debidas a la longitud y a los accesorios Δp, las cuales no se han considerado en la ecuación anterior, dado que la altura estática H_{est} no incluye estas pérdidas de caída Δh.

De esta forma la *potencia hidráulica neta* suministrada a la turbina equivale a:

$$P_N = (P_H - \Delta p) = 9{,}81(H_{est} - \Delta h)Q$$

donde las pérdidas por longitud y accesorios corresponden a:

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right) = \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)$$

Un mayor detalle de la *potencia hidráulica neta* suministrada a la turbina, se observa en la siguiente ecuación:

$$P_H = 9{,}81 H_{est} Q - 9{,}81\left[\frac{v^2}{2g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)\right]Q = 9{,}81 H_{est} Q - \frac{78{,}48 Q^3}{\pi^2 D^4 g}\left(\lambda\frac{L}{D} + \sum\xi\right)$$

En ella se observa que el caudal tiene una gran incidencia en las pérdidas por potencia, es decir, a mayor caudal mayor son las pérdidas; sin embargo se pueden reducir sustancialmente con el aumento en su diámetro.

Si bien se han considerado las pérdidas de potencia por longitud y accesorios, no se ha considerado la recuperación de parte de la energía cinética del agua a la salida del tubo de succión, que tienen las turbinas de reacción. Por tal motivo para ser más rigurosos en cada uno de los casos mencionados, la potencia hidráulica neta suministrada a la turbina equivale a:

$$P_H = 9{,}81\left(H_{est} - \Delta h - \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right)Q$$

$$P_H = 9{,}81\left(H_{est} - \Delta h - \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \Delta h_{sal} - \frac{\alpha_{sal} v_{sal}^2}{2g}\right)Q$$

16.4. Partes de una turbina hidráulica

Los elementos fundamentales de una turbina hidráulica, indicados en la figura 16.1 a y b, son los siguientes:

El ***Distribuidor (3)*** es un elemento estático, que no posee velocidad angular y en él no se produce trabajo mecánico, cuyas funciones son:

- Acelerar el flujo al transformar total (turbinas de acción), o parcialmente (turbinas de reacción) la energía potencial del agua en energía cinética.

- Dirigir el agua hacia el rodete, siguiendo una dirección adecuada.
- Actuar como órgano regulador de caudal.

El distribuidor en las turbinas de reacción tiene las siguientes formas: radial, semiaxial y axial y en las turbinas de acción es un inyector (6), tal como se indica en la figura 16.1.b.

El ***rodete (4)*** o rotor, es elemento u órgano fundamental de las turbinas hidráulicas; consta esencialmente de un disco provisto de un sistema de álabes, paletas o cucharas, que está animado por una cierta velocidad angular.

La transformación de la energía hidráulica del salto en energía mecánica se produce en el rodete, mediante la aceleración y desviación, o por la simple desviación del flujo de agua a su paso por los álabes.

Tubo de aspiración (5). Este elemento, muy común en las turbinas de reacción; ocasionalmente se usa en las turbinas de acción, como las de tipo Michell - Banki, donde adopta la forma cilíndrica. Se instala a continuación del rodete y por lo general tiene la forma de un conducto divergente, puede ser recto o acodado, y cumple las siguientes funciones: recuperar altura entre la salida del rodete y el nivel del canal de desagüe y recuperar una parte de la energía cinética correspondiente a la velocidad residual del agua en la salida del rodete, a partir de un diseño del tipo difusor.

La ***carcasa.*** Este elemento tiene la función general de cubrir y soportar a las partes de la turbina. En las turbinas Francis y Kaplan, por ejemplo, tiene la forma de una espiral.

16.5. Ecuación fundamental de las turbinas.

El flujo del caudal que actúa sobre los álabes del rodete de la turbina genera una fuerza P, la cual tiene una componente tangencial al rodete P_u, que lo obliga a girar con una velocidad angular de ω. No obstante, sobre el rodete actúa una fuerza de reacción R en sentido contrario, que hace que el flujo del caudal cambie de dirección. Esta fuerza de reacción R fundamentalmente es generada por el par mecánico del generador. Este proceso de conversión de energía se realiza en forma estable, en el cual no hay pérdida de masa en el tiempo, es decir que la cantidad de masa del caudal m que ingresa al rodete es igual a la que sale: $m = \rho Qdt>$

El movimiento del flujo una vez entra al rodete, tal como se indica en la figura 16.5 (punto 1) está compuesto por el movimiento del caudal a lo largo de los álabes y el movimiento rotativo del conjunto. La velocidad con la que el caudal se desplaza a lo largo de los álabes se indica cómo w y la velocidad tangencial de rotor se representa con la letra u; la suma vectorial de estas velocidades, corresponde a la velocidad del caudal dentro del rodete c. Para indicar si los vectores de las velocidades corresponden al ingreso o a la salida del rodete se le anexa el subíndice 1 y 2, respectivamente (ver figura 16.5).

La cantidad de movimiento generado por el caudal al ingresar y al salir del rodete de la turbina; corresponden a: $C_1 = mc_1$ y $C_2 = mc_2$

Estas cantidades de movimiento C_1 durante un tiempo dt generan un momento M en función del eje del rodete, el cual corresponde al producto de los vectores de las velocidades tangenciales por el radio, los cuales equivalen a:

$$M_1 dt = mu_1 R_1 = mc_1 \cos\alpha_1 R_1$$
$$M_2 dt = mu_2 R_2 = mc_2 \cos\alpha_2 R_2$$

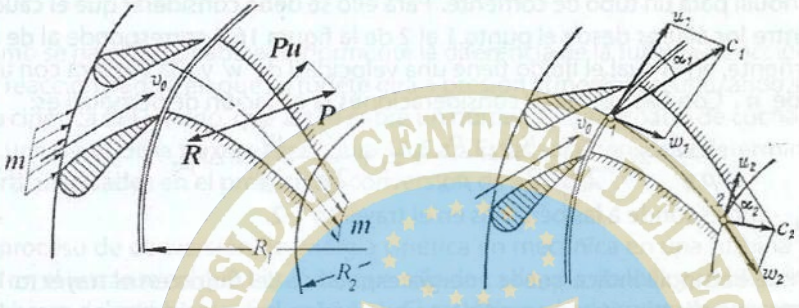


Figura 16.5. Velocidades a la entrada y salida de la turbina.

La resultante de estos momentos en el tiempo dt, corresponde a:

$$M\,dt = (M_1 - M_2)dt = m(u_1 R_1 - u_2 R_2) = m(c_1 \cos\alpha_1 R_1 - c_2 \cos\alpha_2 R_2)$$

El momento actuante sobre los álabes del rodete, que genera el momento de giro en la turbina equivale a:

$$M_T = \frac{m(u_1 R_1 - u_2 R_2)}{dt} = \frac{m(c_1 \cos\alpha_1 R_1 - c_2 \cos\alpha_2 R_2)}{dt}$$

Considerando $m = \rho Q dt$ se tiene que el momento en la turbina es:

$$M_T = \rho Q(u_1 R_1 - u_2 R_2) = \rho Q(c_1 \cos\alpha_1 R_1 - c_2 \cos\alpha_2 R_2)$$

La potencia desarrollada por la turbina, corresponde al producto del momento de la turbina M_T por la velocidad angular ω:

$$P_T = M_T\,\omega = \rho Q(c_1 \cos\alpha_1 R_1 - c_2 \cos\alpha_2 R_2)\omega$$

Si se iguala la ecuación anterior correspondiente a la potencia desarrollada por la turbina P_T y la potencia obtenida en un recurso hidroenergético P_H se tiene:

$$P_H = P_T = \rho g Q H = \rho Q(c_1 \cos\alpha_1 R_1 - c_2 \cos\alpha_2 R_2)\omega$$

Considerando en la ecuación anterior, que la velocidad tangencial equivale al producto de la velocidad angular por el radio, se tienen las siguientes expresiones: $u_1 = \omega R_1$ y $u_2 = \omega R_2$; y simplificando el término ρQ la energía específica desarrollada por el caudal en el rodete es igual a:

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST
FUNDADA EN 1620
SIB - UCE

$$H = \frac{(c_1 u_1 \cos\alpha_1 - c_2 u_2 \cos\alpha_2)}{g}$$

A esta ecuación se le llama *ecuación fundamental de las turbinas.*

Al relacionar la potencia desarrollada por la turbina P_T y la potencia que obtenida en un recurso hidroenergético P_u se tiene que la eficiencia hidráulica de la turbina es:

$$\eta_H = \frac{P_T}{P_H} = \frac{1}{g * H}(c_1 u_1 \cos\alpha_1 - c_2 u_2 \cos\alpha_2)$$

La ecuación fundamental de las turbinas también se puede obtener aplicando la ecuación de Bernoulli para un tubo de corriente. Para ello se debe considerar que el caudal que fluye entre los álabes desde el punto 1 al 2 de la figura 16.5 corresponde al de un tubo de corriente, en el cual el fluido tiene una velocidad de w y a la vez gira con una frecuencia de n. Con base en estas consideraciones la ecuación de Bernoulli es:

$$\frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$$

Donde: Δh_{1-2} corresponde a las pérdidas en el trayecto 1-2.

La ecuación de Bernoulli indica que la energía específica del fluido en el trayecto 1-2 puede aumentar o disminuir en la medida en que varíen las velocidades u_1 y u_2. De hecho, esto ocurre en el rodete de las turbinas de reacción, en donde el caudal entre los álabes está formado por tubos de corriente. Por ello la ecuación de Bernoulli toma la siguiente forma: $\frac{p_1}{\rho g} + z_1 - \frac{p_2}{\rho g} - z_2 = \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} - \frac{u_2^2 - u_1^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$

Y la energía del fluido a la entrada del rodete equivale a: $e_1 = \frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{c_1^2}{2g}$

La energía del fluido a la salida del rodete equivale a: $e_2 = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \frac{c_2^2}{2g}$

La diferencia entre la energía a la entrada y la salida del rodete de la turbina H_{RT} corresponde a:

$$e = e_1 - e_2 = \left(\frac{p_1}{\rho g} + z_1 - \frac{p_2}{\rho g} - z_2\right) + \frac{c_1^2}{2g} - \frac{c_2^2}{2g} = H_{RT}$$

Al reemplazar la ecuación anterior en la ecuación de Bernoulli, se obtiene que la energía específica en el rotor de la turbina es:

$$H_{RT} = \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} + \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} + \frac{u_2^2 - u_1^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$$

Considerando: $H_{RT} - \Delta h_{1-2} = H\eta_H$, la ecuación fundamental de las turbinas se puede expresar de la siguiente forma:

$$H\eta_H = \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} + \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} + \frac{u_2^2 - u_1^2}{2g}$$

Esta ecuación muestra que la forma del rodete de la turbina establece una relación directa entre $H\eta_H$ y el triángulo de velocidades a la entrada y salida del rodete. En particular en turbina axiales las velocidades u_1 y u_2 , son iguales; por consiguiente $H\eta_H$ se determina con base en la diferencia de las otras velocidades; la cual no debe ser elevada, dado que aumentan las pérdidas. Esto conlleva a limitar la aplicación de las turbinas axiales a bajas caídas. Esta limitante no está presente en las turbinas diagonales y radial-axiales, las cuales se pueden utilizar para mayores caídas. Es de anotar que en la medida en que aumenta la caída la diferencia entre las velocidades u_1 y u_2 toma mayor importancia. Esto último explica la importancia que tiene la relación entre los diámetros del disco (12) D_1 y de la corona exterior (13) D_2 de la turbina Francis; tal como se observa más adelante en la figura 16.7.d.

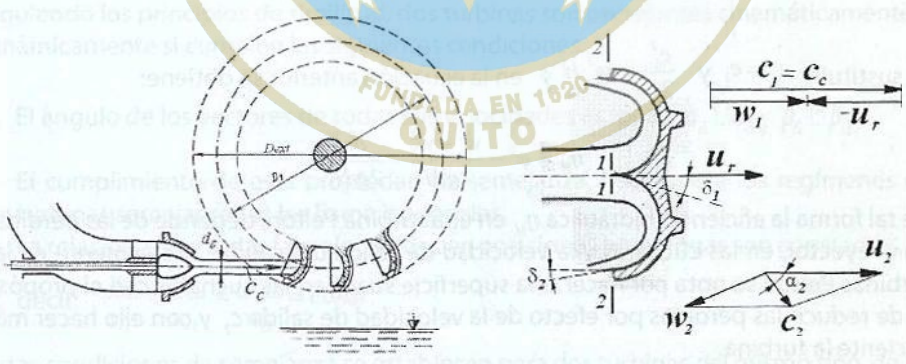
Como se ha mencionado anteriormente la diferencia de la turbina de acción frente a la de reacción, radica en que su rodete gira a presión atmosférica, utilizando solo la energía cinética del líquido, que actúa sobre un número determinado de cucharas, es decir en una parte de la turbina (ver figura 16.6.a). Estas características determinan algunas particularidades en el proceso de conversión de energía.

El proceso de conversión de energía cinética en mecánica en una turbina Pelton ocurre en el instante en que el caudal que sale de cada uno de los eyectores choca con las cucharas del rodete (ver figura 16.6.a). El caudal aportado por cada eyector equivale a:

$$Q = Sc_c$$

Donde: S es la sección del eyector y c_c es la velocidad con la que sale el caudal del eyector, la cual equivale a: $c_c = \varphi\sqrt{2gH}$

Donde: φ es el coeficiente de fricción del eyector y H es la caída.
De esta forma el caudal equivale a: $Q = S\varphi\sqrt{2gH}$



a b

Figura 16.6. Velocidades a la entrada y salida en una turbina de acción.

En la ecuación anterior el caudal es una magnitud que depende sólo de la sección de salida del eyector, dado que la caída es constante y el coeficiente de fricción para diferentes niveles de apertura del eyector, prácticamente no varía.

Adicionalmente a las particularidades anteriores, se considera que para cualquier valor de apertura del eyector la velocidad con la que el caudal sale del eyector c_c y la velocidad a la del caudal a la entrada a la cuchara c_1 son iguales (ver figura 16.6.b), es decir: $c_c = c_1$.

En la turbina de acción la velocidad tangencial del rodete equivale al producto de la velocidad angular por el radio: $u_1 = u_2 = u_r = \frac{2\pi 0.5 D_1 n}{60}$

De acuerdo con el paralelogramo de velocidades a la entrada de la cuchara (ver figura 16.6.b), el ángulo δ_1 entre la velocidad resultante w_1 y la velocidad del caudal a la entrada a la cuchara c_1 es mínimo, por tanto las velocidades tienen igual sentido, de tal forma que la velocidad resultante equivale a: $w_1 = c_1 - u_1$

Una vez que el caudal ha impactado en la cuchara se divide en dos, y a la salida de esta tiene una velocidad resultante w_2 con un ángulo δ_2, cuya magnitud prácticamente se mantiene constante, de tal forma que: $w_{12} = w_1$. De esta forma el paralelogramo de velocidades a la salida de la cuchara c_2 equivale a (ver figura 16.6.b): $c_2 = w_2 + u_2$.

Dado que el ángulo δ_2 es pequeño y las velocidades w_2 y u_2, el paralelogramo de velocidades a la salida de la cuchara es alargado y por tanto la velocidad a la salida c_2 es baja.

Al tomar la ecuación fundamental de las turbinas y aplicarla a la turbina Pelton, previa consideración que $u_1 = u_2$ y por efecto de la fricción la velocidad resultante a la salida de la cuchara es ligeramente menor, es decir $w_2 < w_1$, se tiene:

$$H\eta_H = \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} - \frac{w_1^2 - w_2^2}{2g}$$

Al sustituir: $c_c = c_1$ y $\frac{c_1^2}{2g} = \varphi^2 H$ y en la ecuación anterior se obtiene:

$$\eta_H = \varphi^2 - \frac{w_1^2 - w_2^2}{2gH} - \frac{c_2^2}{2gH}$$

De tal forma la eficiencia hidráulica η_H en una turbina Pelton, depende de las pérdidas en el eyector, en las cucharas y la velocidad de salida del caudal. Usualmente en las turbinas Pelton se opta por hacer una superficie suave en las cucharas con el propósito de reducir las pérdidas por efecto de la velocidad de salida c_2 y con ello hacer más eficiente la turbina.

16.6. Similitud de las turbinas.

En las máquinas hidráulicas hay muchos problemas que no se pueden resolver a través de medios matemáticos y por ello su solución está en el laboratorio, con la ayuda de prototipos experimentales, que son modelos a escala de las máquinas hidráulicas

y son a ellos a los que se les realizan pruebas con un elevado nivel de precisión. Es importante señalar que en el modelo se puede observar el funcionamiento de la máquina real y en él se pueden hacer los ajustes en una forma directa y rápida, tal que permita mejorar la eficiencia de la máquina real. Para hacer un equivalente entre las dos máquinas se aplican los principios de similitud geométrica, cinética y dinámica que establecen las relaciones fundamentales entre los modelos y las máquinas reales, los cuales se enuncian de la siguiente forma:

- El principio de similitud geométrico establece que dos figuras y/o volúmenes son geométricamente semejantes en la medida en que haya una correspondencia entre cada uno de sus elementos, puntos, líneas, superficies, ángulos, entre otros.
- Dos sistemas se consideran cinemáticamente semejantes, en el instante en que dos de sus partículas homólogas ocupan posiciones homólogas a tiempos homólogos. Esto indica que los vectores representativos de las velocidades y las aceleraciones tendrán direcciones homólogas en tiempos homólogos. Además en flujos permanentes, las líneas de corrientes homólogas serán semejantes.
- Dos sistemas se consideran dinámicamente semejantes, si los puntos homólogos de esos sistemas están sometidos a sistemas de fuerzas homólogas.

En las turbinas estos principios aplican en todos sus elementos, ya que el modelo es una réplica exacta a escala de la turbina real. De acuerdo con ello dos turbinas geométricamente son semejantes si cumplen las siguientes condiciones:

1. Todos sus ángulos son iguales, es decir: $\delta_{11} = \delta_{12}$; $\delta_{21} = \delta_{22}$; $\delta_{i1} = \delta_{i2}$
2. La relación entre sus medidas es constante, es decir: $\frac{D_{11}}{D_{12}} = \frac{D_{21}}{D_{22}} = \frac{b_{i1}}{b_{i2}} = ...const$

Siguiendo los principios de similitud, dos turbinas son semejantes cinemáticamente y dinámicamente si cumplen las siguientes condiciones:

1. El ángulo de los vectores de todas sus velocidades es igual: $\alpha_{i1} = \alpha_{i2}$; $\beta_{i1} = \beta_{i2}$

   El cumplimiento de esta propiedad de semejanza, hace que a los regímenes de turbinas semejantes se les llame isógonales.
2. La relación entre todas las velocidades en posiciones homólogas son constantes, es decir: $\frac{v_{i1}}{v_{i2}} = \frac{u_{i1}}{u_{i2}} = \frac{w_{i1}}{w_{i2}} = const$

Estas condiciones de semejanza se establecen para dos turbinas del mismo tipo, de las cuales, una de ellas es el prototipo experimental y la otra será la turbina real. El prototipo experimental tendrá unas dimensiones definidas y a partir de ellas se determinarán las dimensiones de la turbina real, con base en relaciones de semejanza.

Para determinar las relaciones de semejanza de las magnitudes de velocidad n_1 y n_2, caudal Q_1 y Q_2 y potencia P_1 y P_2 entre dos turbinas del mismo tipo, se parte del

supuesto de que conocen los siguientes parámetros de cada una de ellas: diámetros D_1 y D_2, caídas H_1 y H_2 y los ángulos de las directrices y los álabes del rotor respectivamente son: $\alpha_{01} = \alpha_{02}$ y $\varphi_{01} = \varphi_{02}$.

Seguidamente con base en la condición de semejanza se establece la relación entre las velocidades tangenciales (ver figura 16.5 y 16.6), que equivale a:

$$\frac{u_{11}}{u_{12}} = \frac{\pi D_1 n_1}{\pi D_2 n_2} = \frac{D_1 n_1}{D_2 n_2}$$

Y la relación entre las velocidades meridionales de las velocidades absolutas, equivale a:

$$\frac{v_{1m1}}{v_{1m2}} = \frac{Q_1 / F_1}{Q_2 / F_2} = \frac{\dfrac{Q_1}{\pi D_1 b_1}}{\dfrac{Q_2}{\pi D_2 b_2}}$$

Donde: F_1 es la suma de las secciones normales a la superficie del rodete, por donde el caudal ingresa al rodete y b_1 es la altura del orificio de entrada del caudal en el rodete.

Considerando la semejanza geométrica entre los diámetros y las alturas de los orificios de las turbinas $\frac{D_1}{D_2} = \frac{b_1}{b_2}$, se tiene:

$$\frac{v_{1m1}}{v_{1m2}} = \frac{Q_1 D_1^2}{Q_2 D_2^2}$$

La relación de semejanza entre todas las velocidades en posiciones homólogas, indica que la relación entre las velocidades tangenciales y velocidades meridionales son iguales, es decir:

$$\frac{u_{11}}{u_{12}} = \frac{v_{1m1}}{v_{1m2}} \text{ ó } \frac{D_1 n_1}{D_2 n_2} = \frac{Q_1 D_2^2}{Q_2 D_1^2}$$

Al simplificar la relación anterior, se tiene:

$$\frac{Q_1}{n_1 D_1^3} = \frac{Q_2}{n_2 D_2^3}$$

La ecuación anterior describe la condición de *semejanza cinemática* de las turbinas, que dicho de otra forma equivale a: $\dfrac{Q}{n D^3} = const$

Conocido que la eficiencia hidráulica de la turbina equivale a:

$$\eta_H = \frac{1}{g H}\left(c_1 u_1 \cos\alpha_1 - c_2 u_2 \cos\alpha_2\right)$$

Y considerando que las turbinas trabajan con condiciones diferentes de caídas H_1 y H_2 y eficiencias hidráulicas η_{1H} y η_{2H}, se tiene:

$$g H_1 \eta_{H1} = (c_{11} u_{11} \cos\alpha_{11} - c_{21} u_{21} \cos\alpha_{21})$$
$$g H_2 \eta_{H2} = (c_{12} u_{12} \cos\alpha_{12} - c_{22} u_{22} \cos\alpha_{22})$$

Apoyados en las siguientes condiciones de semejanza:

$$\alpha_{11} = \alpha_{12},\ \alpha_{21} = \alpha_{22} \text{ y } \frac{u_{11}}{u_{12}} = \frac{v_{11}}{v_{12}} = \frac{u_{21}}{u_{22}} = \frac{v_{21}}{v_{22}} = \frac{D_1 n_1}{D_2 n_2}$$

Las cuales también se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\cos\alpha_{11} = \cos\alpha_{12},\ \cos\alpha_{21} = \cos\alpha_{22},$$
$$u_{12} = u_{11}\frac{D_2 n_2}{D_1 n_1},\quad v_{12} = v_{11}\frac{D_2 n_2}{D_1 n_1},\quad u_{22} = u_{21}\frac{D_2 n_2}{D_1 n_1} \text{ y } v_{22} = v_{21}\frac{D_2 n_2}{D_1 n_1}$$

Al sustituir las ecuaciones anteriores en la eficiencia hidráulica η_{2H}, la relación entre las eficiencias η_{1H} y η_{2H}, equivale a:

$$\frac{H_1 \eta_{H1}}{H_2 \eta_{H2}} = \left(\frac{D_1 n_1}{D_2 n_2}\right)^2$$

Con base en la ecuación anterior se determina la relación de semejanza de las velocidades η_1 y η_2, la cual equivale a:

$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{D_2}{D_1}\sqrt{\frac{H_1}{H_2}}\sqrt{\frac{\eta_{H1}}{\eta_{H2}}}$$

Al colocar la ecuación anterior en la condición de semejanza cinemática de las turbinas, se obtiene la relación de caudales:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\sqrt{\frac{H_1}{H_2}}\sqrt{\frac{\eta_{H1}}{\eta_{H2}}}$$

Apoyados en la relación de potencias

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{9.81 Q_1 H_1 \eta_1}{9.81 Q_2 H_2 \eta_2}$$

Y la relación de semejanza de caudales se obtiene la relación de potencias:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \frac{H_1}{H_2}\sqrt{\frac{H_1}{H_2}}\frac{\eta_1}{\eta_2}\sqrt{\frac{\eta_{H1}}{\eta_{H2}}}$$

Dado que la eficiencia hidráulica entre una y otra turbina prácticamente no cambia, se puede considerar que ellas equivalen a: $\frac{\eta_{H1}}{\eta_{H2}} = 1$ y las relaciones de semejanza se simplifican.

16.7. Velocidad específica n_1.

Las dimensiones de una turbina determinan la potencia que entrega en el eje; y la relación matemática entre estos dos parámetros se llama *velocidad específica*. De hecho dos turbinas de dimensiones diferentes pueden tener igual potencia en la medida en que sus velocidades sean diferentes.

La potencia en el eje de una turbina es el producto entre el momento de fuerza M y la velocidad angular ω:

$$N = M\omega$$

La ecuación anterior indica que para obtener una potencia dada, el aumento de la velocidad angular hace que se requiera un menor momento, el cual conlleva a disminuir las dimensiones de la turbina, dado que este depende del radio de la máquina R y la fuerza aplicada

$$F: \quad M = FR$$

Como se observa en las demostraciones anteriores, para una misma potencia, una máquina con una baja velocidad tendrá un radio mayor, consecuentemente será voluminosa y una máquina rápida tendrá un menor volumen. Al relacionar las velocidades específicas para los dos casos anteriores la máquina más rápida tendrá una velocidad específica mayor. Esta es una tendencia que se aplica en las turbinas hidráulicas, sin embargo la potencia de las turbinas también es función del caudal:

$$N = 9.81\, Q H \eta$$

Al aplicar la ecuación anterior a dos turbinas de igual diámetro considerando la caída constante, se deduce que la potencia entregada por cada una de ellas depende del caudal. Por consiguiente la velocidad específica será mayor en la turbina que tenga mayor capacidad de caudal. De esta forma se puede concluir, que la velocidad específica en una turbina se puede aumentar bien sea aumentando la velocidad o la capacidad para turbinar caudal.

Por tal motivo, para comparar dos tipos de turbinas en función de sus velocidades específicas es necesario que ellas estén en iguales condiciones de caída y potencia, las cuales corresponden a valores unitarios; obtenidos a través de las leyes de semejanza de las turbinas hidráulicas.

Su aplicación inicia a partir de un prototipo de un tipo de turbina, cuyas características son las siguientes: diámetro D, potencia N, velocidad n y caída H. Consecuentemente para una turbina semejante a la turbina prototipo, cuyos valores unitarios de caída $H_s = 1.0\ m$ y potencia $N_s = 1.0\ l.s$ (o su equivalente: $N_s = 1.0\ l.s = 0.736\ kW$) se requiere determinar los parámetros de velocidad específica n_s y diámetro D_s. Para ello se lleva el siguiente procedimiento:

- Aplicando la relación de semejanza de las velocidades de las turbinas considerando que tienen igual eficiencia hidráulica, se tiene

$$\frac{n_s}{n} = \left(\frac{D}{D_s}\right)\sqrt{\frac{H_s}{H}} = \left(\frac{D}{D_s}\right)\sqrt{\frac{1}{H}}$$

- Aplicando la relación de semejanza de potencias considerando que tienen igual eficiencia hidráulica, se tiene:

$$\frac{N_s}{N}=\left(\frac{D_s}{D}\right)^2\left(\frac{H_s}{H}\right)\sqrt{\frac{H_s}{H}}$$

y simplificando se obtiene

$$\frac{1}{N}=\left(\frac{D_s}{D}\right)^2\left(\frac{1}{H}\right)\sqrt{\frac{1}{H}}$$

- La ecuación obtenida a través de la relación de semejanza de las velocidades se eleva al cuadrado,

$$\left(\frac{n_s}{n}\right)^2=\left(\frac{D}{D_s}\right)^2\left(\frac{1}{H}\right)$$

Si la ecuación anterior se multiplica por la ecuación obtenida a través de la relación de semejanza de las potencias y se simplifica el diámetro D_s:

$$\left(\frac{n_s}{n}\right)^2\left(\frac{1}{N}\right)=\left(\frac{1}{H^2}\right)\sqrt{\frac{1}{H}}$$

Con base en la ecuación anterior se puede determinar la velocidad específica de una turbina:

$$n_s=\left(\frac{n}{H}\right)\sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}$$

No obstante la velocidad específica de una turbina también se puede determinar a través de ecuaciones experimentales, tales como:

- Para turbinas radiales – axiales:

Con una caída $H > 200\,m$, la velocidad específica equivale a: $n_s=\frac{4400}{H^{0.6}}$

Con una caída $H < 200\,m$, la velocidad específica equivale a: $n_s=\frac{2600}{H^{0.5}}$

- Para turbinas axiales y diagonales la velocidad específica equivale a: $n_s=\frac{2300}{H^{0.4}}$
- Para turbinas axiales tipo hélice y bulbo la velocidad específica equivale a:

$$n_s=\frac{2600}{H^{0.4}}$$

- Para turbinas tipo Pelton la velocidad específica equivale a: $n_s=(245-253)\sqrt{z_c}\left(\frac{d_c}{D_1}\right)$

donde: z_c es el número de eyectores, d_c es el diámetro del chorro y D_1 es el diámetro Pelton.

Con base en la velocidad específica se pueden comparar tipos de turbinas diferentes, e inferir que el disponer de una velocidad específica elevada implica tener turbinas de dimensiones pequeñas, esto parecería ser una fortaleza que debería ser generalizada; no obstante, en la medida en que aumenta la caída aumenta la velocidad del caudal y

consecuentemente los riesgos de cavitación. Esto conlleva a que exista una limitante por caída para la aplicación de turbinas rápidas (turbinas con una elevada velocidad específica).

Las turbinas se pueden clasificar de acuerdo con la velocidad específica, de la siguiente forma: rápidas, normales y lentas. Esta clasificación coincide con el tipo de turbina, ya que las turbinas axiales son las que tienen una mayor velocidad específica, les siguen las diagonales, las radiales axiales y las más lentas son las tangenciales o turbinas Pelton.
Adicionalmente la limitante por caída hace que el rango de aplicación de las turbinas hidráulicas, a la vez coincida con el tipo de turbina y la velocidad especifica. Esto permite seleccionar las turbinas según la caída del recurso hidroenergético. La tabla 16.1 muestra parámetros de velocidad específica y caída según el tipo de turbina y las figuras 16.7.a y b ilustran las dimensiones que toman las turbinas a medida que aumenta su velocidad especifica y el rango de aplicación por caída de las turbinas respectivamente.

16.8. Eficiencia de las turbinas.

La forma habitual de funcionamiento de las turbinas industriales es suministrar, en cada instante, la potencia que le exige el alternador, manteniendo al mismo tiempo constante la frecuencia y, por lo tanto, el número de revoluciones. Este es el motivo de que sea interesante estudiar las variaciones del rendimiento al variar la potencia o el caudal, manteniendo constantes el salto H_n y la velocidad n.

Tabla 16.1. Parámetros de velocidad específica y caída para diferentes tipos de turbina

Tipo de turbina	Velocidad específica	Rango de aplicación por caída H (m)
Turbina Kaplan y Hélice (Axiales)		
• Rápidas	1200 - 750	2 - 12
• Normales	750 - 550	12 - 22
• Lentas	550 - 350	22 - 80
Deriaz (Diagonales)	500 - 300	40 -220
Francis (Radial – axial)		
• Rápidas	400 - 250	20 - 50
• Normales	250 - 150	50 - 120
• Lentas	150 - 70	120 - 600
Pelton (Tangenciales)	50 - 10	800 - 2000

El proceso de transformación de energía hidráulica en mecánica en una turbina se debe realizar manteniendo la velocidad constante para que la frecuencia en el generador no cambie. Aunque usualmente este proceso se realiza con una eficiencia elevada, la cual aumenta en proporción a la potencia, las pérdidas mecánicas, hidráulicas y volumétricas reducen la potencia final en el eje de la turbina.

Como definición la eficiencia es la relación entre la potencia final entregada en el eje P_f y la potencia entregada por el flujo P_e:

$$\eta_T = \frac{P_f}{P_e}$$

En la ecuación anterior la potencia final entregada en el eje equivale a: $P_f = \rho\, g\, Q'\, H'\, \eta_{Mec}$ y la potencia entregada por el caudal equivale a: $P_e = \rho\, g\, Q\, H$. En la ecuación anterior el término Q corresponde al caudal total, que al deducir de él, el caudal correspondiente a las fugas en la turbina ΔQ, se tiene el caudal finalmente turbinado: $Q' = Q - \Delta Q$. En el mismo sentido, el término corresponde a la caída total que al deducir de ella, las pérdidas de altura presentes en la turbina ΔH, se tiene la caída neta: $H' = H - \Delta H$.

De esta forma la eficiencia equivale a:

$$\eta_T = \frac{P_f}{P_e} = \frac{\rho\, g\, Q'\, H'\, \eta_{Mec}}{\rho\, g\, Q\, H} = \eta_V\, \eta_H\, \eta_{Mec}$$

donde: $\eta_V = {Q'}/{Q}$ eficiencia volumétrica, $\eta_H = {H'}/{H}$ eficiencia hidráulica y η_{Mec} eficiencia mecánica.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FUNDADA EN 1620
QUITO

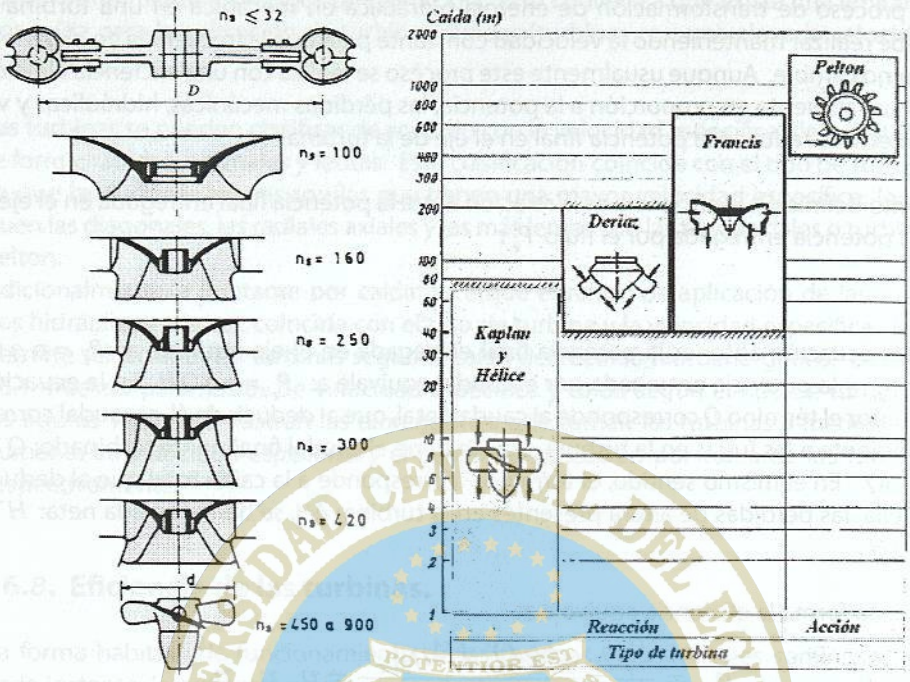


Figura 16.7. Variación de tamaño del rodete en función de la velocidad específica y rango de aplicación por caída de las turbinas.

La ecuación anterior indica que la eficiencia de la turbina corresponde al producto de la eficiencia volumétrica, hidráulica y mecánica; las cuales cambian en función de la potencia mecánica entregada en el eje de la turbina, bajo la consideración de que la caída y la velocidad se mantienen constantes. Por ello la eficiencia de la turbina se puede expresar gráficamente como una función que depende de la potencia $\eta_T = f(P_T)$ o del caudal $\eta_T = f(Q_T)$. La forma como varía la eficiencia de la turbina para diferentes potencias está directamente relacionada con el tipo de turbina, tal como se indica en la figura 16.8; en ella se observa que la turbina tipo hélice y Radial – Axiales (Francis) alcanzan el máximo de eficiencia para el 75% de su potencia nominal, y es en el instante en que la velocidad de entrada a la directriz y la velocidad del caudal dentro del rodete c, coinciden en dirección y por tanto las pérdidas son menores (ver figura 16.8); sin embargo al variar la posición de los álabes móviles de la directriz, cambia el ángulo y consecuentemente aumentan las pérdidas, disminuyendo la eficiencia de la turbina. La característica de la eficiencia para turbinas Kaplan es más estable, en razón a que los álabes de sus rodetes son móviles y pueden acercar los vectores de las velocidades. Las turbinas Pelton poseen una característica estable, sin embargo frente a las turbinas de reacción son menos eficientes.

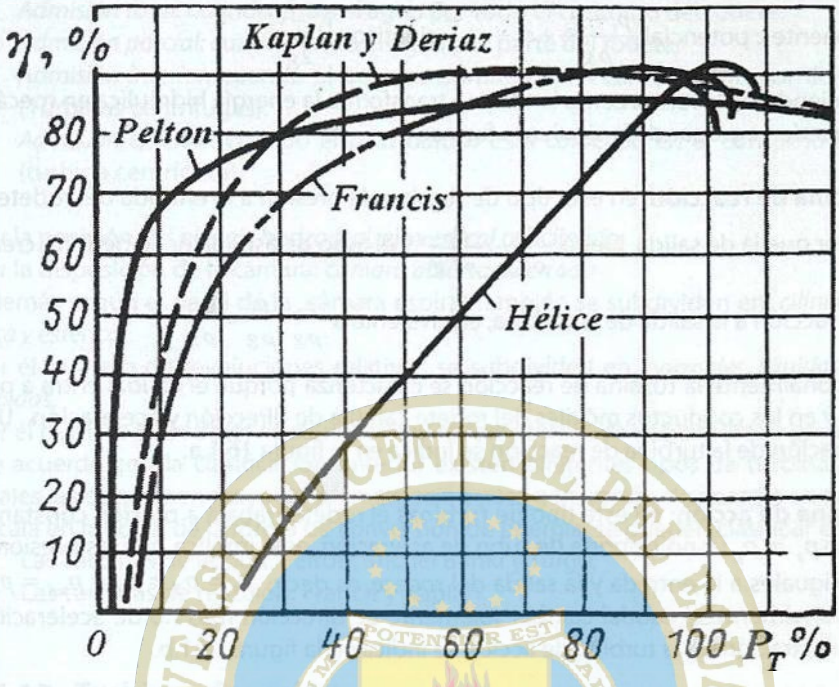


Figura 16.8. Eficiencia de diferentes tipos de turbinas hidráulicas.

16.9. Clasificación de Turbinas.

El proceso de conversión de energía hidráulica en mecánica para diferentes rangos de caudales y caídas, implica la necesidad de diferentes tipos de turbinas, las cuales se clasifican de la siguiente forma:

- Según la forma como la turbina transforma la energía hidráulica en mecánica.
- Según la dirección del caudal.
- Según la velocidad específica de la turbina.

La clasificación de las turbinas ***según la forma como éstas transforman la energía hidráulica en mecánica***, se basa en la ecuación de Bernoulli. La cual para las secciones (1-1) y (2-2) en la figura 16.3, indica que la potencia específica entregada a la turbina, equivale a:

$$P_T = \frac{p_1 - p_2}{\rho g} + z_1 - z_2 + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

La ecuación anterior muestra que la potencia de la turbina está compuesta por dos componentes: potencial $\frac{p_1 - p_2}{\rho g} + z_1 - z_2$ y cinético $\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$.

Dependiendo de la forma como la turbina transforma la energía hidráulica en mecánica, se pueden agrupar de la siguiente forma:

- **Turbina de reacción**: en este tipo de turbinas la presión a la entrada del rodete es mayor que la de salida, luego $\frac{p_1}{\rho^* g} > \frac{p_B}{\rho^* g}$ y el tubo de aspiración le permite crear una succión a la salida de la turbina, equivalente a $\frac{p_B}{\rho g} < \frac{p_2}{\rho g} = \frac{p_{sal}}{\rho g}$.

  Adicionalmente la turbina de reacción se caracteriza porque el caudal entra a presión y en los conductos móviles del rodete cambia de dirección y aceleración. Una ilustración de la turbina de reacción se indica en la figura 16.1.a.

- **Turbina de acción**: en este tipo de turbinas el rodete trabaja a presión constante, luego $p_1 = p_B$; y no dispone de tubo de aspiración, esto implica que las presiones sean iguales a la entrada y la salida del rodete, es decir: $p_1 = p_B = p_2 = p_{sal} = p_{atm}$ Adicionalmente el caudal cambia solamente de dirección más no de aceleración. Una ilustración de la turbina de acción se indica en la figura 16.1.b.

De acuerdo con la clasificación anterior (turbinas de acción y de reacción); ***en función de la dirección del caudal*** en el rodete se clasifican en:

- *Turbinas de reacción:*
  Axiales: Cuando el sentido del caudal es paralelo al eje.
  Radiales: Si tiene su movimiento en la dirección del radio.
  Mixtas: Cuando el agua entra radialmente y sale axialmente.

- *Turbinas de acción:*
- Tangenciales. El flujo es tangente al rodete de la turbina.

La ***velocidad específica*** corresponde a un parámetro matemático, que describe en forma universal las particularidades de cada una de las turbinas, una descripción detallada de este parámetro se indicará más adelante. De acuerdo con la velocidad específica las turbinas se subdividen en: *lentas, normales y rápidas.*

En función del sentido en que se mueve el agua dentro de la turbina se clasifican en:
- *Axiales:* cuando el agua va paralela al eje.
- *Radiales:* si tiene su movimiento en la dirección del radio.
- *Centrífuga:* cuando el agua va de adentro hacia afuera.
- *Centrípeta*: cuando el agua va de afuera hacia adentro.
- *Mixtas:* cuando el agua entra radialmente y sale axialmente.

Por el modo de admisión se clasifican en:

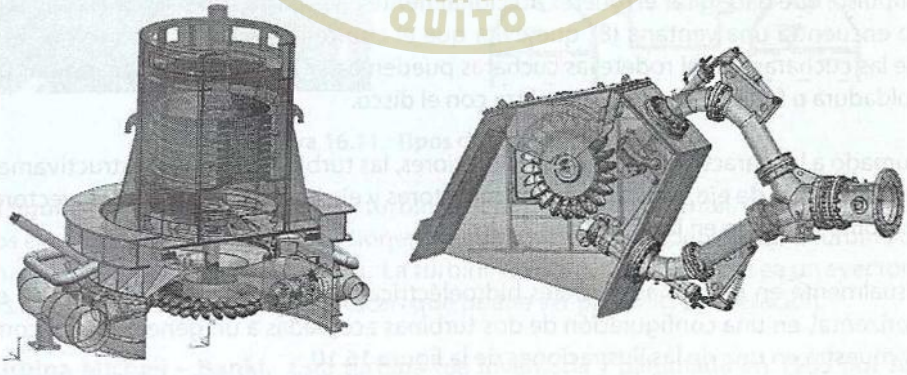
- *Admisión total:* cuando entra el agua por todo el contorno del rodete.
- *Admisión parcial:* cuando entra el agua por parte del rodete.
- *Admisión interior:* cuando el agua se admite por el contorno interior del rodete (Turbinas centrifugas).
- *Admisión exterior:* cuando el distribuidor está colocado en el contorno exterior (turbina centrípeta).

Por la posición del eje: *eje horizontal, eje vertical o inclinado*
Por la disposición de la cámara: *cámara abierta o cerrada*
Además según el perfil de la cámara espiral también se subdividen en: *cilíndrica, cónica y esférica.*
Por él numero de revoluciones relativos se subdividen en: *normales, rápidas y extra rápidas.*
Por él numero de rodetes se clasifican en: *rodete sencillo, de doble rodete o gemelas.*
De acuerdo con la clasificación anterior existen diferentes tipos de turbinas, de las cuales las que tienen mayor implementación para generación de energía en pequeña escala en función de la forma de conversión de energia, se pueden clasificar en:

- Las turbinas de acción: Pelton, Michel Banki y Turgo.
- Las turbinas de reacción: Francis y Kaplan.

16.10. Turbinas de acción.

Turbinas Pelton. La turbina Pelton fue inventada por Lester Allan Pelton (EE.UU, 1829 - 1908) y patentada en California en 1880. Esta turbina puede definirse como una turbina de acción, de flujo tangencial, de admisión parcial que trabaja a presión atmosférica y está diseñada para condiciones de grandes saltos: 400 – 600 metros y bajos caudales; además opera eficientemente con cargas parciales. Una ilustración de una turbina Pelton se indica en la figura 16.9.



a b

Figura 16.9. Turbina Pelton.

Según la forma como transforman la energía hidráulica en mecánica, la turbina Pelton puede definirse como una turbina de acción y de flujo tangencial.

Los elementos más importantes que forman la turbina Pelton son el distribuidor y el rodete. En este tipo de turbinas no se tiene el tubo difusor, ya que por ser una turbina de acción su rodete trabaja a presión atmosférica.

El distribuidor de turbina (ver figura 16.9 y 16.10) está constituido por un inyector o por varios inyectores, que pueden llegar a seis; cada uno de ellos consta por lo general de una tobera de sección circular (1) provista de una aguja de regulación (2) que se mueve axialmente, variando así la sección del flujo, tal como se indica en la figura 16.10.a. Se adiciona un deflector (9), necesario para una operación rápida que deja al rodete sin acción del chorro (ver figura 16.9 y 16.10 d). De este modo la aguja se cierra en un tiempo mayor, reduciendo de esta forma los efectos del golpe de ariete.

En las turbinas pequeñas que se utilizan en micro centrales se pude prescindir de la aguja y operar con una o más toberas, con caudal constante, manteniéndose en algunos casos la placa deflectora.

La figura 16.10.b muestra el corte transversal correspondiente a la posición de la aguja en un eyector para un caudal máximo, medio y totalmente cerrado. De igual forma la figura 16.10.d presenta el instante en que el deflector empieza a desviar el chorro, hasta el instante en que lo ha desviado totalmente y éste ya no impacta en las cucharas (cangilones) del rodete (ver figura 16.10).

El ***rodete*** es de admisión parcial (ver figura 16.10.a), consta de un disco provisto de una serie de cucharas o (cangilones) montadas en su periferia, en una cifra que oscila entre 12 - 40. Cada cuchara está formada por dos cucharas unidas (ver figura 16.10.b), cuyo corte transversal A-A y B-B, corresponde al de dos semicírculos unidos en una superficie de corte (7); la cual divide el chorro del eyector entre las dos cucharas; haciendo que la velocidad cambie de dirección y de magnitud, generando con ello un impulso, que hace girar el rodete. Adicionalmente en la parte superior de las cucharas se encuentra una ventana (8), que evita que el chorro impacte en la parte posterior de las cucharas. En el rodete las cucharas pueden estar pernadas al disco, unidas por soldadura o fundidas en una sola pieza con el disco.

Sumado a las características técnicas anteriores, las turbinas Pelton, constructivamente pueden ser de eje vertical con 3 a 6 inyectores y eje horizontal con 1 o 2 inyectores, tal como se ilustra en las figuras 16.9.

Usualmente en pequeñas centrales hidroeléctricas se suelen instalar turbinas de eje horizontal, en una configuración de dos turbinas acopladas a un generador, tal como se muestra en una de las ilustraciones de la figura 16.10.

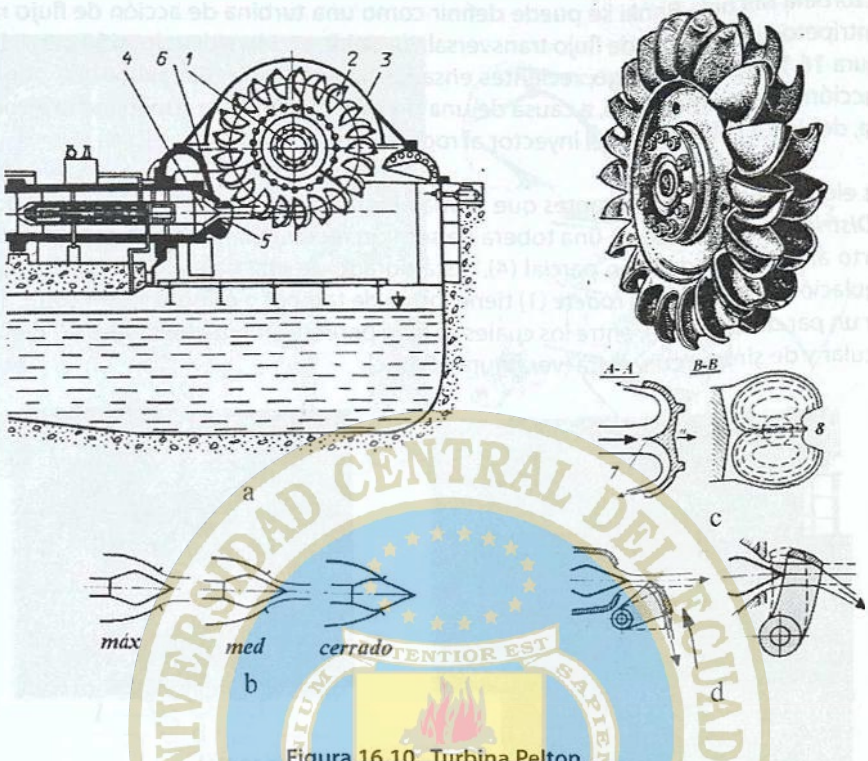


Figura 16.10. Turbina Pelton.



Figura 16.11. Tipos de turbinas Pelton.

La figura 16.11 corresponde a dos turbinas Pelton de eje horizontal, una de ellas con dos eyectores, que por sus dimensiones y configuración corresponde a una turbina de una pequeña central hidroeléctrica. La turbina de la figura 16.11.b posee un eyector y sus dimensiones constructivas indican que puede ser para microgeneración.

Turbina Michell – Banki. Esta turbina fue inventada y patentada en 1903 por A.G Michell (Australia) y posteriormente, en los años 1917 y 1919, fue estudiada en la Universidad de Budapest por Donat Banki (Hungría).

La turbina Michel –Banki se puede definir como una turbina de acción de flujo radial centrípeto - centrífugo, de flujo transversal, de doble acción y de admisión parcial, (ver figura 16.12). Sin embargo, recientes ensayos han indicado que existe una pequeña reacción en el primer paso, a causa de una presión ligeramente superior a la atmosférica, debido a la cercanía del inyector al rodete.

Los elementos más importantes que forman la turbina son el distribuidor y el rodete. El ***Distribuidor*** consiste en una tobera de sección rectangular que abarca al rodete en cierto ángulo de admisión parcial (4). Está dotado de una paleta directriz (5) para la regulación del caudal. El ***rodete*** (1) tiene forma de tambor o cilindro y está compuesto por un par de discos (6), entre los cuales se fijan periféricamente los álabes (7) de perfil circular y de simple curvatura (ver figura 16.12.c).



a b

Figura 16.11. Turbina Pelton de eje horizontal

El flujo del caudal en el rodete de la turbina Michell – Banki es de sección rectangular, e incide inicialmente sobre una parte de sus álabes, cruza su interior y de nuevo incide al salir del rodete (ver figura 16.12.c); de tal forma que el caudal impulsa dos veces el rodete. Esta característica también ha hecho que la turbina Michell – Banki, se le llame de doble acción o de doble impulso. Adicionalmente a las características anteriores la turbina opera por lo general a presión atmosférica; no obstante, en el caso de saltos bajos suele dotársele de un tubo de aspiración cilíndrico para recuperar parte de la altura de montaje. Esto crea una depresión en el interior, por lo que se debe impedir que el agua inunde el rodete; para ello se utiliza una válvula automática regulada, de manera que permita la entrada de una cierta cantidad de aire al interior de la carcaza. La forma cilíndrica del rodete obliga a que las turbinas Michell – Banki sean de eje horizontal, esta característica constructiva le permite aumentar la longitud del rodete y de esta forma ajustarse a mayores rangos de caudal.

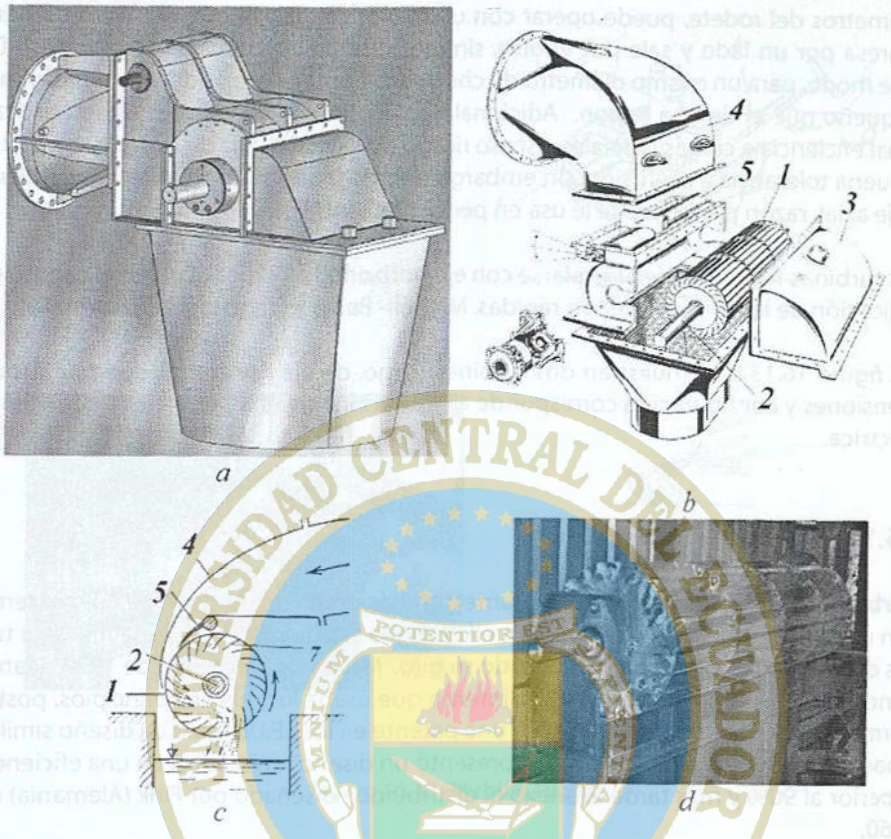


Figura 16.12. Turbina Michel Banki.

Turbina Turgo. Esta turbina fue inventada y patentada en 1919 por Eric Crewdson (Gran Bretaña); posteriormente fue perfeccionada en 1936 por E. Jackson (Gran Bretaña).

Esta turbina se define como una turbina de acción, de flujo axial y de admisión parcial (ver figura 16.13), cuyos elementos más importantes que forman la turbina son el distribuidor o inyector (4) y el rodete (1). Otros elementos son: la carcaza (3), el eje (2) y la tubería de presión (5).

El *Distribuidor* consiste básicamente en un inyector del tipo Pelton que proyecta un chorro de agua inclinado respecto al plano del rodete, en un ángulo que oscila entre 20o a 22.5o (ver figura 16.13.a, c y d). El *rodete* se asemeja a un medio rodete de la turbina Pelton, como si a este se le dividiera mediante un plano que pase por las aristas de las cucharas y sea perpendicular al eje (ver figura 16.13.e).

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR SIB - UCE

Si se compara esta turbina con la turbina Pelton, ofrece la ventaja que, a igualdad de diámetros del rodete, puede operar con un mayor caudal, ya que el chorro de agua ingresa por un lado y sale por el otro, sin interferir en las cucharas adyacentes. De este modo, para un mismo diámetro de chorro y de potencia, el rodete resulta ser más pequeño que el de una Pelton. Adicionalmente posee las siguientes características: igual eficiencia a cargas parciales, escaso riesgo de cavitación, fácil acceso a sus partes y buena tolerancia a la erosión; sin embargo debido al chorro inclinado posee un empuje axial, razón por la que se le usa en pequeñas centrales.

Las turbinas Turgo pueden instalarse con eje horizontal o vertical, cubren el campo de aplicación de las turbinas Pelton rápidas, Michell- Banki y Francis lenta y normal.

La figura 16.13.b se muestran dos turbinas Turgo, de eje horizontal, que por sus dimensiones y configuración corresponde a una turbina de una pequeña central hidroeléctrica.

16.11. Turbinas de acción.

Turbinas Francis. En 1826 Benoit Fourneyron desarrolló una turbina de flujo externo con una eficiencia cercana al 80%. En ella el agua era dirigida tangencialmente a través del rodete de la turbina provocando su giro. Más tarde, alrededor de 1820, Jean V. Poncelet diseñó una turbina de flujo interno que usaba los mismos principios, posteriormente S. B. Howd obtuvo en 1838 una patente en los EE.UU. para un diseño similar. Y hacia el año 1848 James B. Francis, presentó un diseño mejorado, con una eficiencia superior al 90% y más tarde le anexó el distribuidor, diseñado por Fink (Alemania) en 1860.

Las turbinas Francis son turbinas hidráulicas que se pueden diseñar para un amplio rango de saltos y caudales, siendo capaces de operar en rangos que van de los 40 – 60 hasta 500 – 700 metros. Esto, junto con su alta eficiencia, ha hecho que este tipo de turbina sea la más ampliamente usada para la generación de energía eléctrica.

Según la forma como transforman la energía hidráulica en mecánica, la turbina Francis puede definirse como una turbina de reacción, de flujo mixto centrípeto y de admisión total cuyo flujo interno es radial y axial. Estas características se ilustran en la figura 16.14.

La turbina Francis es una turbina de reacción, lo cual significa que el fluido cambia de presión a medida que se desplaza a través de la turbina, entregando su energía. Esto implica la instalación en la turbina de una cámara espiral (ver figura 16.15.a), un estator y un distribuidor (ver figura 16.15.a, b y c).

La *cámara espiral* (ver figura 16.15. a) es quien inicialmente dirige el caudal hacia el estator de la turbina y según las características de admisión y forma de la cámara espiral, se pueden clasificar de la siguiente forma:

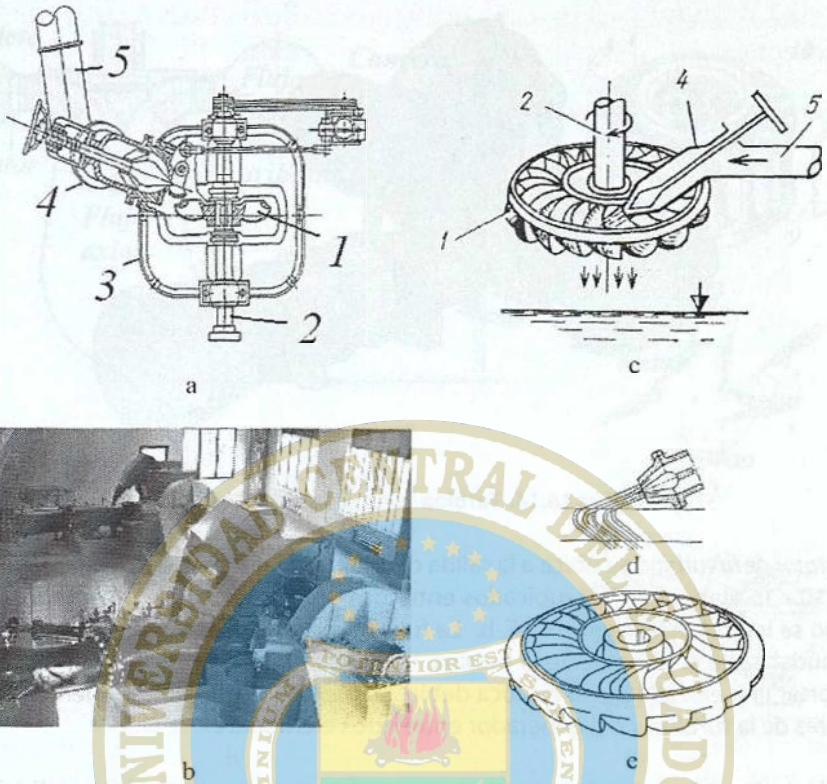


Figura 16.13. Turbina Turgo.

- *Por el modo de admisión:*
  Admisión total: cuando entra el agua por todo el contorno del rodete.
  Admisión parcial: cuando entra el agua por parte del rodete.
  Admisión interior: cuando el agua entra por el contorno interior del rodete (Turbinas centrifugas).

  Admisión exterior: Cuando el distribuidor está colocado en el contorno exterior (turbina centrípeta).

- *Por la disposición de la cámara:*
  Cámara abierta, cámara cerrada
  Cámara cilíndrica, cámara en espiral, cámara cónica y cámara esférica.

En turbinas pequeñas que operan con baja caída se puede prescindir de la cámara espiral, trabajando la turbina en la modalidad de cámara abierta o del tipo pozo.

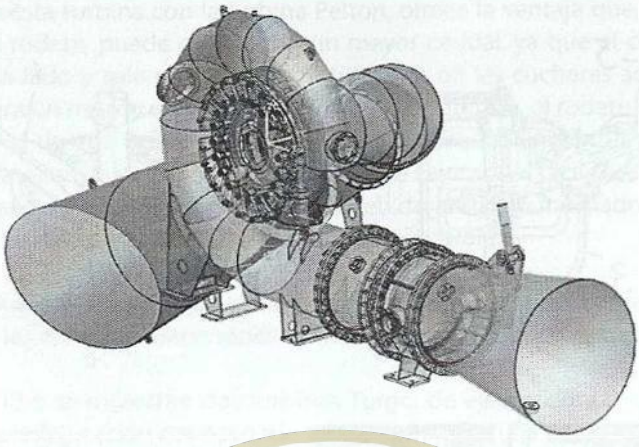


Figura 16.14. Turbina Francis de eje horizontal.

El *estator de la turbina* se ubica a la salida del caudal de la cámara espiral; está formado por 10 - 16 álabes fijos (3), ubicados entre dos anillos: superior (1) e inferior (2), tal como se indica en la figura 16.15. b. La función principal del estator es la de orientar el caudal hacia la directriz de la turbina, sin embargo en grupos de eje vertical debe soportar una elevada carga estática debida al peso y los esfuerzos generados por los rotores de la turbina y del generador entre otros elementos.

En el interior del estator de la turbina, con un diámetro menor se ubica el *distribuidor,* el cual consta de una serie de álabes de posición variable y de perfil hidrodinámico (9), que conforman conductos convergentes de tipo tobera. De este modo, el flujo del agua se acelera y orienta hacia el rodete, bajo diferentes ángulos de inclinación, permitiendo una regulación del caudal, que a su vez regular la potencia mecánica en la turbina, el arranque y la parada.

En el distribuidor de la turbina se tienen entre 20 – 32 álabes móviles (ver figura 16.15. c), los cuales disponen en su eje superior de una palanca fija (5), y están ubicados y soportados por dos anillos estáticos: inferior (8) y superior (9). Sobre el anillo superior (9) se tiene un anillo móvil (4), en el cual se tienen unas palancas (7), mecánicamente unidas a las palancas de los álabes móviles. La regulación de caudal en el distribuidor se realiza de la siguiente forma (ver figura 16.15.c): el movimiento longitudinal de un pistón que esta acoplado en el punto (10) al anillo móvil (4), hace que este gire, generando que las palancas (7) se desplacen y a su vez hagan girar sobre su eje a las palancas fijas de los álabes móviles (6), cuyo resultado es movimiento de toda la cadena de álabes móviles. Esto conlleva a la regulación del caudal que ingresa al rodete de la turbina. En la figura 16.14.c se ilustra la maniobra de cierre del caudal, la cual se puede realizar en forma manual o automática.

El *rodete* (ver figura 16.15.d) está formado por 14 - 19 álabes fijos (11) colocados entre un disco (12) y una corona exterior (13); quienes por lo general poseen doble curvatura.

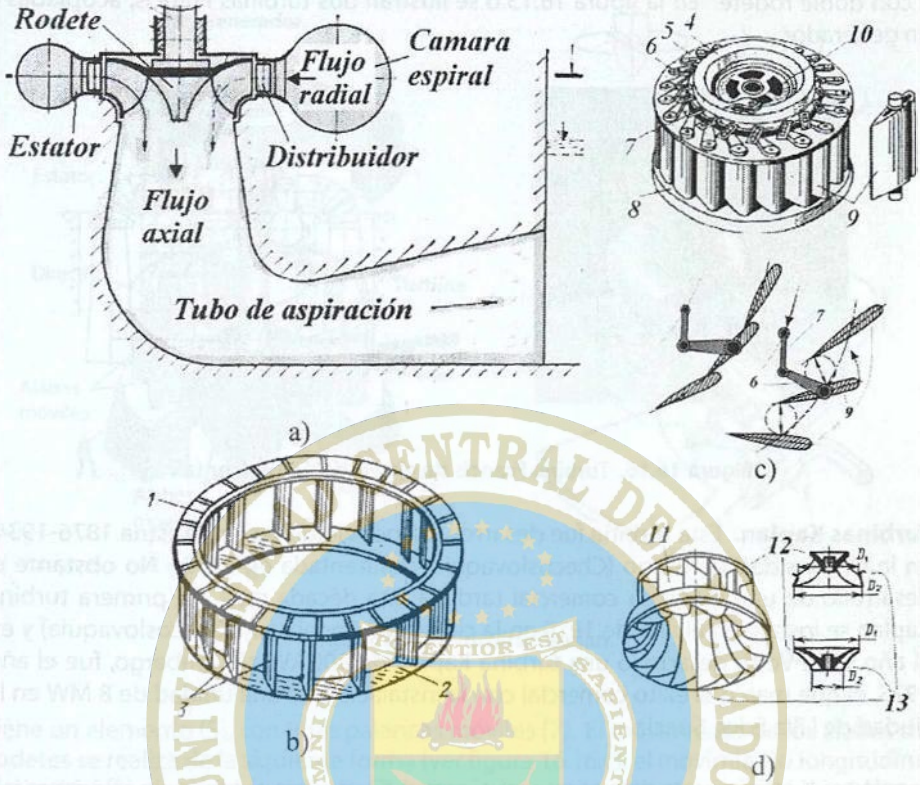


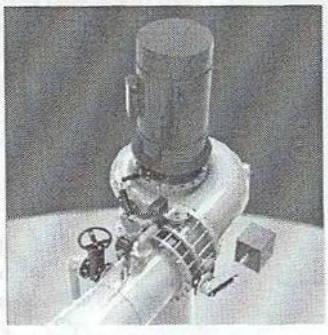
Figura 16.15. Turbina Francis – Radial Axial.

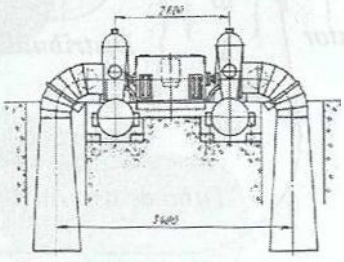
En ellos el caudal ingresa radialmente por la periferia externa y abandona el ro dete en dirección axial para dirigirse hacia el tubo de aspiración. La característica que permite que este tipo de turbina se ajuste a un rango elevado de alturas, es la relación entre los diámetros del disco (12) D1 y de la corona exterior (13) D2; tal como se ilustra en la figura 16.15.d. En este caso turbinas con un diámetro D1 mayor que D2 corresponde a turbinas para caídas bajas, si la relación es cercana a la unidad corresponden a turbinas para caídas medias y en caso contrario corresponden a turbinas para caídas altas.

El *tubo de aspiración* en su forma básica corresponde a la de un difusor, que puede ser del tipo recto o del tipo acodado. La adopción de uno u otro de estos tipos dependerá de la llamada altura de aspiración, cuyo valor se calcula basándose en la teoría de la cavitación.

Adicionalmente a las características técnicas anteriores, las turbinas Francis, además de ajustarse a un rango elevado de alturas, constructivamente pueden ser de eje vertical u horizontal (ver figura 16.16). Usualmente en pequeñas centrales hidroeléctricas se suelen instalar turbinas de eje horizontal, en una configuración de turbinas dobles

o con doble rodete. En la figura 16.15.b se ilustran dos turbinas Francis, acopladas a un generador.





a b

Figura 16.16. Turbina Francis de eje vertical y horizontal.

Turbinas Kaplan. Esta turbina fue desarrollada por Víctor Kaplan (Austria 1876-1934) en la Universidad de Burno (Checoslovaquia) y patentada en 1912. No obstante el desarrollo de una máquina comercial tardaría una década más. La primera turbina Kaplan se instaló en el año de 1919 en la ciudad de Podebrady (Checoslovaquia) y en el año 1922 Voith desarrolló una turbina Kaplan de 800 kW, sin embargo, fue el año 1925, el que marcó el éxito comercial con la instalación de una unidad de 8 MW en la ciudad de Lilla Edet, Suecia.

La turbina Kaplan puede definirse como una turbina de flujo axial, de reacción y admisión total (ver figura 16.17.a y b). La principal característica de la turbina Kaplan es el rodete, que tiene álabes de perfil de ala de avión, orientables (móviles) mediante un mecanismo situado en el interior del rodete. El distribuidor es del tipo Fink, similar al de las turbinas Francis. Consta además de una cámara espiral de sección circular o rectangular y de un tubo de aspiración del tipo recto o acodado, según el requerimiento de la altura de aspiración. Debido a que los álabes del rotor son orientables (móviles), puede operar con muy buena eficiencia dentro de un amplio rango de caudal.

Las turbinas Kaplan son turbinas hidráulicas con rangos de caída que van de los 1 – 3 hasta 60 – 70 metros y pueden operar con muy buena eficiencia dentro de un amplio rango de caudal gracias a que los álabes del rotor son orientables (móviles).

Dado que la turbina Kaplan es una turbina de reacción, los elementos que la conforman son similares a los de la turbina Francis, en particular los siguientes: *la cámara espiral, el estator, el distribuidor y el tubo de aspiración*. Para una mejor ilustración ver figura 16.17.a.

El *rodete* de la turbina Kaplan está conformado por 4 – 8 álabes móviles (4), y su número aumenta en función de la altura (ver figura 16.16.b y c). En el rodete los álabes están apoyados en un cono hidrodinámico y en cada uno de sus ejes (2) tiene fija una palanca (3). Adicionalmente al interior del rodete se tiene un pistón (1), en cuyo extremo

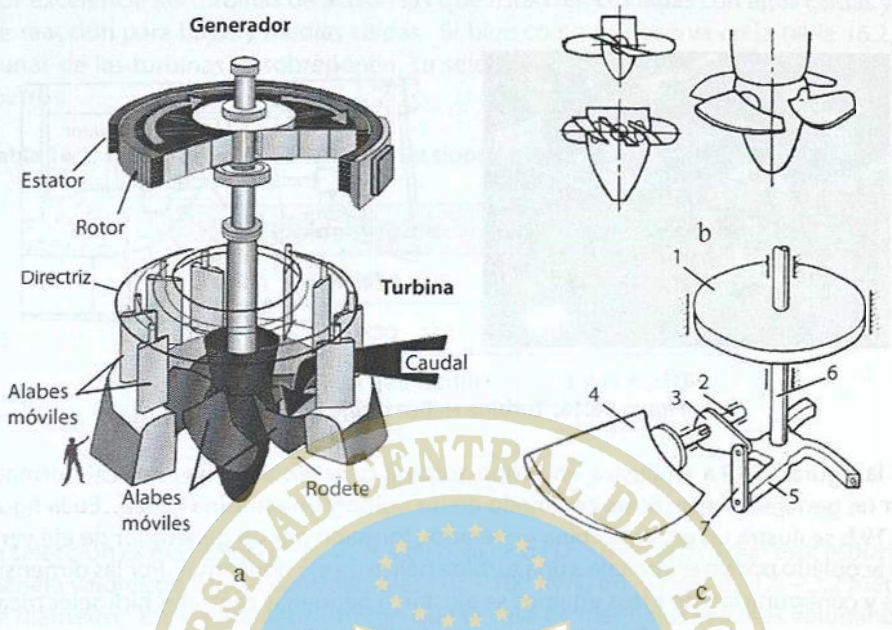
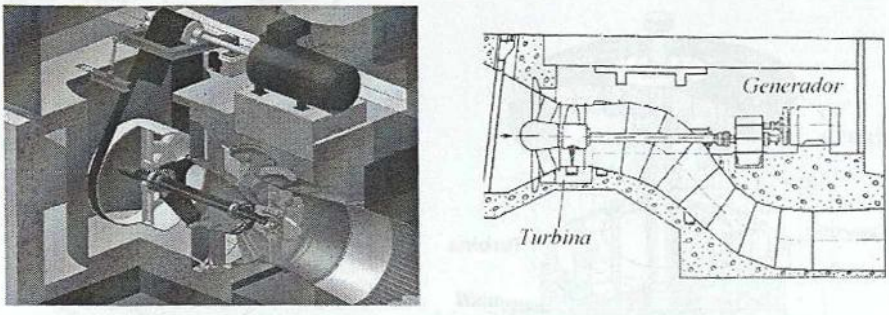


Figura 16.17. Turbina Kaplan.

tiene un elemento (5), con unas palancas móviles (7). El movimiento de los álabes del rodetes se realiza de la siguiente forma (ver figura 16.16.c): el movimiento longitudinal del pistón (1), desplaza la palanca (7) y esta le transmite este movimiento a la palanca fija al alabe (3) y el alabe cambia el ángulo de inclinación; el resultado del desplazamiento del pistón es el movimiento de todos los álabes del rodete. Esta característica le permite a la turbina en su conjunto ajustarse a las condiciones de caída y caudal y con ello trabajar con su máxima eficiencia en un amplio rango de potencia.

Adicionalmente a las características técnicas anteriores, en pequeñas centrales hidroeléctricas las turbinas Kaplan pueden ser de eje vertical, inclinado u horizontal. Un tipo de turbinas Kaplan de eje horizontal es la **turbina Bulbo** que fue patentada por Hugenin en 1933, su característica más notable es que su generador está confinado en un bulbo y por sus paredes fluye el caudal.

Una variante de la turbina Kaplan es la **turbina de hélice**, que posee un rodete con los álabes fijos, con ello se abarata el rodete pero decrece la eficiencia a cargas parciales por la imposibilidad de contar con una doble regulación. Este tipo de turbinas se suelen instalar en pequeñas centrales hidroeléctricas y pueden ser de eje horizontal o vertical. Un tipo de turbinas de hélice de eje horizontal es la turbina de hélice tubular o S, desarrollada y patentada por Khune en 1930. Este tipo de turbina caracteriza por que la transmisión de potencia al generador se hace mediante una extensión del eje hasta la sala de máquinas, lo cual constituye una dificultad por el alto costo de la obra civil (ver figura .16.18.b). Sin embargo, este diseño se utiliza con éxito en pequeñas turbinas, donde la extensión del eje es más corta (ver figura 16.18.b).



a b

Figura 16.18. Turbina Hélice de eje horizontal.

En la figura 16.19.a se ilustra un grupo turbina generador de eje vertical, formado por un generador asíncrono, confinado en un bulbo y una turbina hélice. En la figura 16.19.b se ilustra un grupo turbina generador, formado por un generador de eje vertical acoplado por un engranaje a una turbina hélice de eje horizontal. Por las dimensiones y configuración de estos equipos se ajustan a pequeñas centrales hidroeléctricas.



a b

Figura 16.19. Hidrogrupos con turbinas hélice.

16.12. Selección de las turbinas.

En lugar de establecer parámetros definitivos para la selección de la turbina hidráulica, se indicarán criterios para su selección, entre los cuales se encuentran: la caída neta, el caudal, la velocidad específica, cavitación y el costo por unidad.

La ***caída neta*** está relacionada con la altura del salto una vez se han deducido las pérdidas hidráulicas. Este parámetro prácticamente determina el tipo de turbina, siendo

por excelencia las turbinas de acción las que están relacionadas con altas caídas y las de reacción para bajas y medias caídas. Si bien como se observa en la tabla 16.2, algunas de las turbinas se sobreponen, su selección está condicionada por otros parámetros.

Tabla 16.2. Rango de caída para diferentes tipos de turbinas.

Tipo de turbina		Caída (m)
Acción	Pelton	50 < H <1300
	Turgo	50 < H < 250
	Michell-Banki	3 < H < 250
Reacción	Francis	10 < H < 350
	Kaplan y Hélice	2 < H < 40

La selección es más exigente en PCH´s de baja caída (2-5 metros), ya que este esquema maneja valores de caudal considerables (10 – 100 m^3/s) en rotores de 1,6 – 3,2 metros de diámetro. Estos parámetros hacen que la casa de máquinas sea más voluminosa, debido a las dimensiones de la toma de agua y la conducción a presión, adicionalmente la velocidad mecánica baja de la turbina exige un multiplicador para llevar la potencia al generador. Esto conlleva a que las obras hidráulicas tengan un valor representativo superior a los equipos electromecánicos y que en su conjunto este tipo de PCH´s es más costosa.

El ***caudal*** es otro parámetro relevante en la selección de la turbina hidráulica, que en conjunto con la caída neta permiten la selección adecuada de la turbina, la cual se puede hacer en forma aproximada al seguir gráficos de selección similares al indicado en la figura 16.20. Una selección más precisa se obtiene con el criterio de la ***velocidad específica***, la cual relación el caudal y la caída.

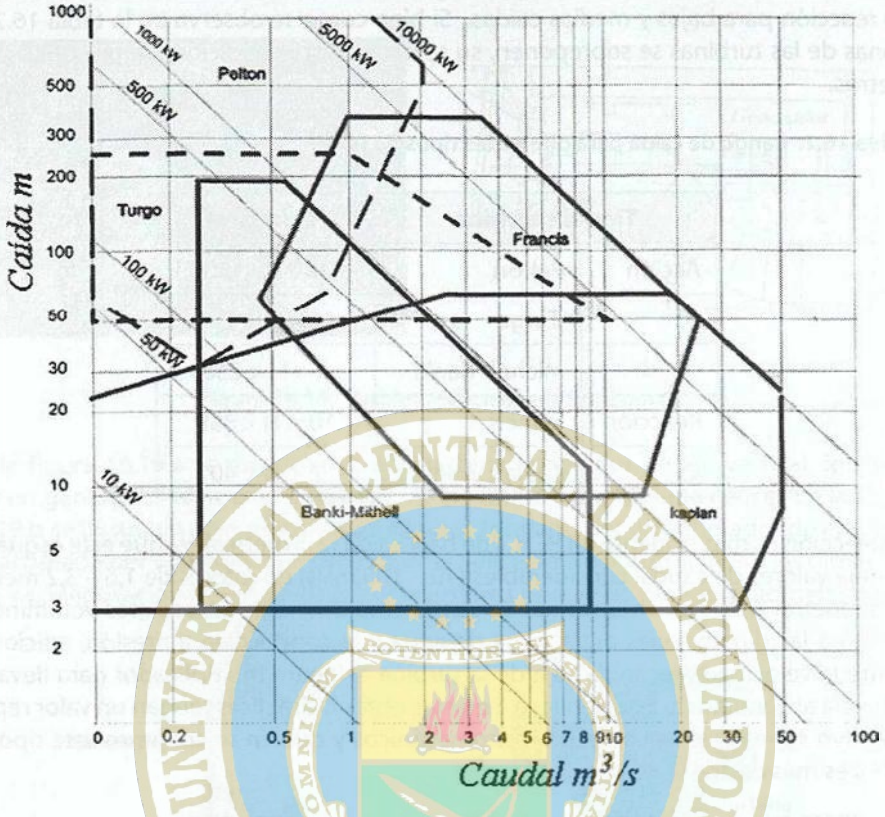


Figura 16.20. Diagrama para la selección de turbinas hidráulicas a nivel de PCH´s.

16.13. Bombas que operan como turbinas.

Los costos de los equipos electromecánicos por unidad de potencia aumentan exponencialmente en la medida en que son de menor potencia, esto dificulta su implementación, en especial a nivel de MicroCHE. Reducir los costos de los equipos electromecánicos se lograría si se tuviese una producción nacional seriada que cubra una gama considerable, tal que se ajuste a diferentes condiciones de altura y caudal para diferentes potencias; esto impactaría directamente en el costo del kilowatt instalado y la eficiencia operativa. Una solución alterna es utilizar bombas como turbinas, las cuales tienen una producción industrial que cubre una gran gama de caudales y alturas, y en calidad de generadores utilizar motores asíncronos (ver figura 16.21).

Esta ha sido una tendencia que se ha desarrollado a lo largo de los últimos años, en especial a nivel de MicroCHE, en donde las bombas rotodinámicas operan como turbinas, mediante la inversión del sentido de giro y de la rotación. Si bien esta solución permite técnicamente suministrar energía eléctrica dentro de un sistema interconectado o aisladas, se caracterizan por tener entre otros las siguientes fortalezas: su producción es

nacional, seriada y masiva, la gama de equipos se ajusta a diferentes condiciones de altura, caudal y potencia; el costo por unidad de potencia es sensiblemente menor que el de una solución convencional turbina generador (ver figura 16.22), utiliza equipos de producción nacional y su mantenimiento es más sencillo.

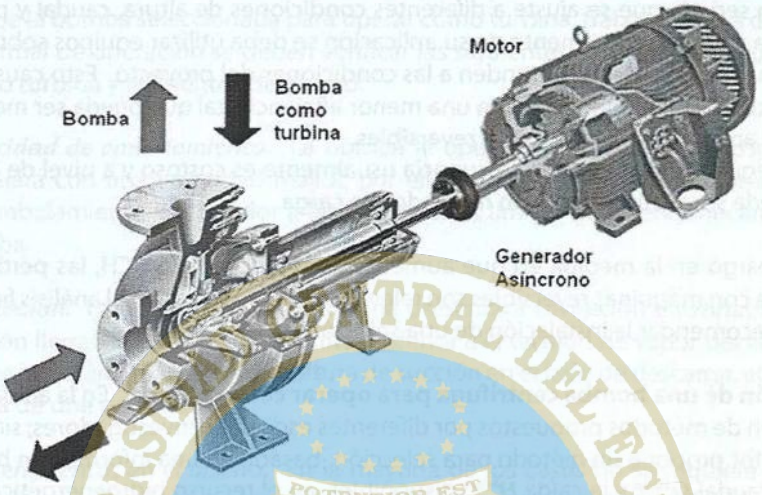


Figura 16.21. Máquinas reversibles operando en modo motobomba y en modo turbina generador.

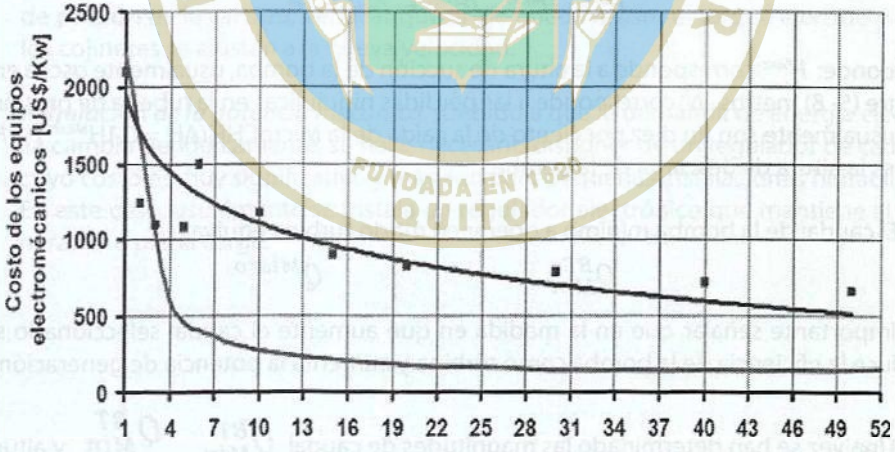


Figura 16.22. Costo por unidad de potencia para proyectos de generación hidroeléctrica en pequeña escala.

Adjunto a las fortalezas anteriores es importante señalar que las máquinas reversibles además de que no disponen de elementos que le permitan regular la velocidad y la tensión, frente a una solución convencional turbina generador equivalente por caudal,

altura y potencia tendrá una menor eficiencia. No obstante estas deficiencias al momento de aplicarlas a nivel de MiniCHE no son relevantes, ya que pueden ser superadas de la siguiente forma:

- Debido a que las turbinas y generadores convencionales no tienen una producción seriada que se ajuste a diferentes condiciones de altura, caudal y potencia, lleva a que en el momento de su aplicación se deba utilizar equipos sobredimensionados que no corresponden a las condiciones del proyecto. Esto causa un sobrecosto y una operación con una menor eficiencia, tal que pueda ser menor que una aplicación con máquinas reversibles.
- El regulador de tensión y frecuencia usualmente es costoso y a nivel de MiniCHE puede ser sustituido por un regulador de carga.

Sin embargo en la medida en que aumenta la potencia de la PCH, las pérdidas por potencia con máquinas reversibles son relevantes y por tal motivo el análisis financiero puede recomendar la instalación de una solución convencional.

Selección de una bomba centrifuga para operar como turbina. En la actualidad se disponen de métodos propuestos por diferentes escuelas e investigadores; sin embargo el autor propone un método para selección, basado en una información base, que son: el caudal Q^{Micro} y la caída H^{Micro} disponibles, en el recurso hidroenergético para la MicroCHE; y con base en estos parámetros se determinan las magnitudes de caudal Q^{BT} y altura H^{BT} de la bomba a operar en modo turbina, de la siguiente forma:

1. La altura de la bomba a operar en modo turbina equivale a:

$$H^{BT} = H^{Micro} - (H^{Succ} + \Delta H) = H^{B}$$

donde: H^{Succ} corresponde a la altura de succión de la bomba, usualmente oscila entre (5- 8) metros, Δ^{h} corresponde a las pérdidas hidráulicas en la tubería de presión, usualmente son un diez por ciento de la caída de la MicroCHE ($\Delta H = 0.1H^{Micro}$) y H^{B} es la altura de descarga de la bomba.

2. El caudal de la bomba mínimo a operar en modo turbina equivale a:

$$Q_{Min}^{BT} \qquad Q^{Micro}$$

Es importante señalar que en la medida en que aumente el caudal seleccionado se reduce la eficiencia de la bomba como turbina y aumenta la potencia de generación.

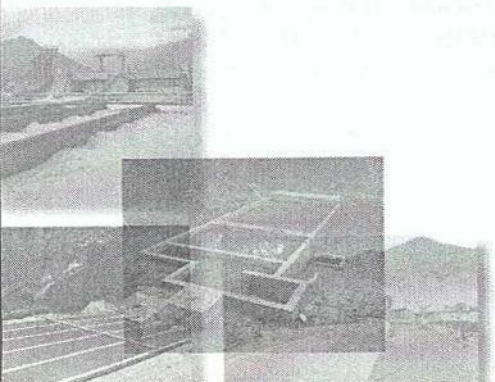
3. Una vez se han determinado las magnitudes de caudal Q_{Min}^{BT} Q_{Min}^{BT} y altura H^{BT} H^{BT} de la bomba a operar en modo turbina se debe seleccionar una bomba (en lo posible), que tenga la mayor eficiencia para estos dos parámetros.

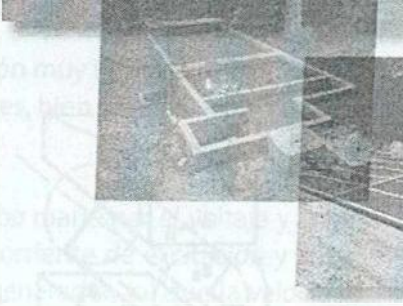
4. Con base en la información previamente obtenida, es importante determinar la velocidad del caudal en la tubería de presión y las pérdidas de caída ΔH que éstas generan.

5. Adicionalmente, se debe tener en cuenta que dependiendo de la relación entre el diámetro de descarga de la bomba y el caudal Q_{Min}^{BT} Q_{Min}^{BT} de la bomba a operar en modo turbina se puede generar una obstrucción, ocasionando que comportamiento se asemeje al de una válvula reguladora.

Dado que la bomba seleccionada para operar como turbina, trabajará fuera de su régimen normal de operación se deben verificar las siguientes condiciones de operación en modo turbina y elementos de diseño:

- ***Velocidad de embalamiento.*** La bomba al operar en modo turbina usualmente trabajará con una velocidad mayor, por ello se deberá verificar que la velocidad de embalamiento sea inferior a las condiciones límites de diseño mecánico de la bomba.
- ***Cavitación.*** La bomba en modo turbina presentará cavitación en zonas donde la presión llega a un punto de magnitud inferior a la tensión de vapor del fluido, por ello es necesario mantener una altura de succión en el lado de descarga, equivalente a la de una turbina.
- ***Requerimientos en el diseño.*** En la mayoría de los casos no se requiere cambios o modificaciones en el diseño para convertir una bomba a turbina hidráulica. Sin embargo, en modo de turbina la rotación es invertida y la altura y potencia son generalmente más altas que cuando opera como bomba. Por ello es necesario, cambiar el sentido de las roscas en los componentes del eje de modo que estos no puedan aflojarse (tuerca sujeta rotor, tapa de cojinetes, etc.), chequear los límites de presión de la carcaza, verificar que el eje pueda resistir el torque ejercido y que los cojinetes se ajustan a la nueva velocidad.
- ***Regulación de la potencia mecánica.*** Debido a que la demanda de energía eléctrica cambia periódicamente, se hace necesario disponer de un regulador de caudal, cuyo costo es muy significativo y más aun para pequeñas instalaciones hidráulicas. En este caso, usualmente se instala un regulador electrónico que mantiene al generador a plena carga.





17. Generador eléctrico.

El generador de energía eléctrica en la PCH´s es quien al final transforma la energía mecánica en eléctrica. Este proceso de conversión de energía se realiza permanentemente a una velocidad mecánica constante lo que obliga acople directo entre los ejes de la turbina y del generador. Esta particularidad hace que los dos equipos giren a igual velocidad mecánica y que los cambios en la demanda de energía eléctrica los afecte simultáneamente; es decir que los cambios en la demanda de energía eléctrica, exigen del generador mayor o menor energía eléctrica (según sea el cambio en la demanda) y este a su vez exige mayor o menor potencia mecánica.

El generador electromagnéticamente tiene como mínimo un par de polos (inductor) que forman el campo magnético constante y una bobina, en la cual se induce una fem (inducido), tal como se indica en la figura 17.1. Al hacer girar el inducido, este corta las líneas del campo magnético e induce en él una f.e.m. (*Eo*), la cual matemáticamente corresponde a una sinusoide, caracterizada por tener una magnitud (voltaje) y una velocidad (frecuencia). La naturaleza de este proceso se explica según la ley electromagnética de inducción "*Si una fuerza externa F obliga el movimiento de un conductor en un campo magnético perpendicular al vector de inducción B del campo magnético, en el conductor se induce una fuerza electromotriz inducida fem (e)*":

$$e = B \times l \times v$$

Donde: *B* es la inducción magnética dada en teslas, *l* es longitud activa del conductor expuesta al campo magnético dada en metros y *v* es la velocidad del conductor en m/s.

Al instante en que a los bornes del generador se conecte una carga *R*, circula por el conductor una corriente de igual dirección; la cual genera un campo magnético de igual magnitud e inverso al que lo origina. Esto conlleva a que en el generador se origine una fuerza F_{em} contraria al sentido del movimiento F de la turbina e idealmente de igual magnitud: $F = F_{em}$.

Las características de la generación de energía eléctrica producida por el generador indicado en la figura 17.1 corresponden a una señal sinusoidal monofásica; sin embargo en la actualidad esta es trifásica, debido a las ventajas que este sistema tiene en la producción, transmisión y utilización de grandes potencias. Para la creación de tres tensiones desfasadas 120 grados eléctricos entre sí, se necesitan por lo menos tres bobinas en le inducido desplazadas 120º eléctricos.

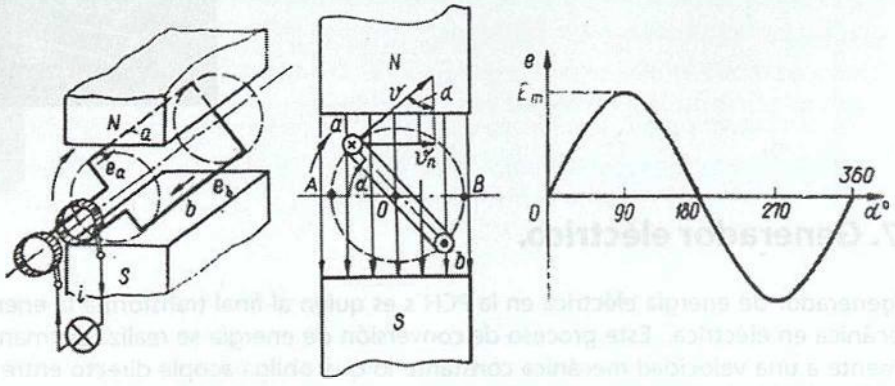


Figura 17.1. Generador de energía eléctrica alterna monofásico sinusoidal.

17.1. Máquina síncrona

La máquina sincrónica es por excelencia el generador de energía eléctrica de las PCH´s de varios megawat; electromagnéticamente sobre el rotor está instalado el inductor y en el estator está colocado un devanado trifásico en calidad de inducido, tal como se indica en la figura 17.2. Se caracterizan por ser voluminosos, debido a que la velocidad mecánica de la turbina es baja (60 a500 rpm); esto conlleva a la instalación de un número considerable de polos en el rotor; sin embargo estos se pueden reducir con la instalación de una transmisión amplificadora. Esta última condición tiene el propósito de hacer girar el rotor a la misma velocidad mecánica que le campo magnético principal o fundamental del estator. El sincronismo entre los campos le da el nombre a este tipo de máquinas rotativas.

Tal como se mencionó previamente el voltaje generado es sinusoidal, caracterizado por tener una magnitud y una velocidad. La primera de ellas depende directamente de la intensidad del campo magnético, el cual en el generador sincrónico es creado a partir de un electroimán; de esta forma el campo magnético del generador sincrónico es regulado por la corriente en el inductor, llamada corriente de excitación. El inductor de un generador sincrónico de baja velocidad es de polos salientes (ver figura 17.2) y la *corriente de excitación* es de DC, suministrada a través de un par de anillos rozantes por un generador de DC, llamado *excitatriz*, acoplada directamente sobre el eje del rotor o por un puente rectificador. El segundo parámetro que afecta el voltaje es la velocidad con la que se corta el campo magnético, la cual origina en función del número de pares polos la frecuencia eléctrica, la cual equivale a:

$$f \quad \frac{pn}{60} \quad (Hz)$$

Donde: *p* es el número de pares de polos, n velocidad del rotor (rpm) y 60 es una constante.

Es importante señalar que la frecuencia es una condición muy importante en un sistema energético que deben cumplir todos los generadores, bien sea que estén conectados al SIN o en ZNI; el valor estándar es 50 o 60 Hz.

En tal sentido el proceso de conversión de energía debe mantener el voltaje y la frecuencia constantes; para ello es necesario regular la corriente de excitación y el par motor en la turbina en función de la demanda en el generador, tal que la velocidad mecánica sea constante.

Los generadores sincrónicos se acoplan a las turbinas hidráulicas, bien sea en forma directa o a través de sistemas de transmisión, ajustándose a condiciones predeterminadas por la turbina, es decir que pueden ser de eje vertical, horizontal o inclinado.

A nivel de potencias superiores a 1 MW se suelen solicitar generadores sincrónicos a la medida de las condiciones hidroenergéticas de la PCH, para potencias menores se pueden utilizar generadores de grupos electrógenos de bajas velocidades con una transmisión mecánica. A nivel de microgeneración los generadores sincrónicos son relativamente costosos.

Componentes de una máquina síncrona. La máquina síncrona se compone de dos partes principales separadas por un entrehierro: inductor (rotor) e inducido (estator), tal como se indica en la figura 17.2. Cada una de ellas tiene un núcleo magnético y una bobina.

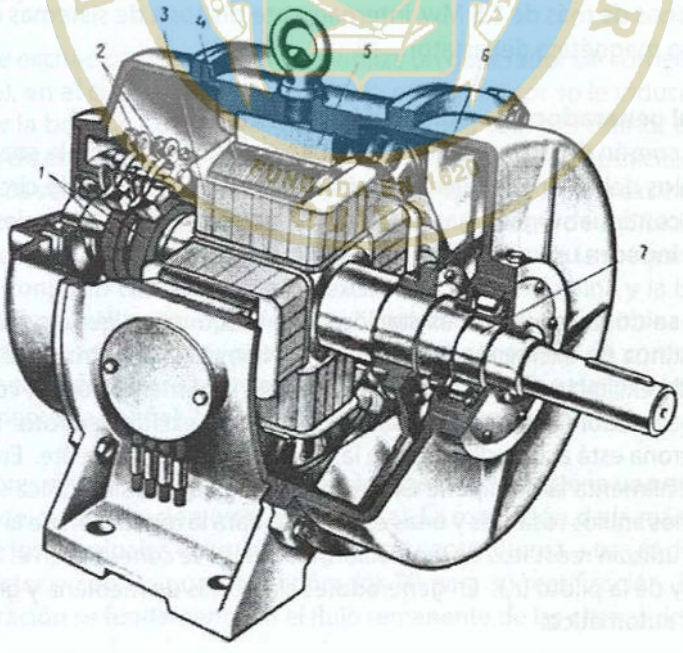


Figura 17.2. Componentes de una máquina síncrona.

El rotor o inductor dispone de un núcleo magnético (4) que está formado por un conjunto de chapas, construidas de lámina troquelada de acero al silicio, material de excelentes características magnéticas, con la finalidad de evitar pérdidas por histéresis y corrientes parasitas. En él están montadas las bobinas del rotor (3), usualmente de cobre, refrigeradas por aire, y en conjunto con el núcleo forman los pares de polos, que a su vez constituyen la excitatriz. A su vez, la corriente de excitación llega a la excitatriz a través de un par de escobillas (2) y un par de anillos rozantes (1); las primeras están instaladas sobre el estator del generador y los anillos rozantes sobre el rotor del generador.

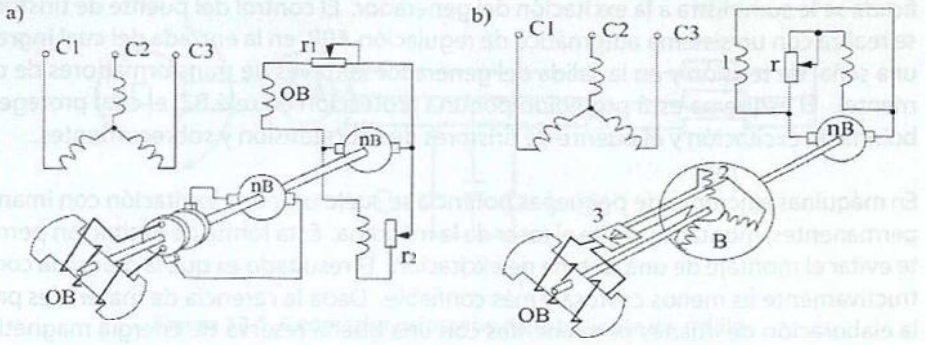
La excitatriz está montada sobre el eje del rotor, que a su vez gira sobre unos cojinetes (7) montados sobre los escudos de la máquina.

La parte fija de la máquina (inducido) se compone de un cuerpo y de un núcleo (5) que contiene un devanado trifásico. El cuerpo de la máquina es de una pieza obtenida por fundición. En el cuerpo de la máquina está montado el núcleo del estator 5, el cual está formado por láminas estampadas a presión y separada entre ellas por una película de aislamiento, para reducir las pérdidas magnéticas de la máquina. En la parte interna del núcleo del estator se encuentran las ranuras en las cuales están alojadas las bobinas (ver figura 17.2).

El enfriamiento de la máquina se realiza por ventilación forzada externa alrededor del cuerpo de ésta. El flujo del aire lo suministra un ventilador (6), montado sobre el eje del rotor. El cuerpo del motor tiene una superficie con ventanas por las cuales circula aire. En máquinas de más de 1,5 Mw, internamente dispone de sistemas de refrigeración del núcleo magnético del estator.

Excitación del generador asíncrono trifásico.
La forma más común de excitar una máquina es electromagnética, la cual consiste en que en los polos del rotor se ubica la bobina de excitación. Cuando circula por ellas una corriente continua surgen unas líneas de fuerza magnéticas, las cuales en el circuito magnético inducen un campo magnético.

Últimamente se utilizaba para la excitación de la máquina un generador especial de corriente continua de excitación independiente, llamado excitatriz *B* (ver figura 17.3 a), la bobina de excitación (OB) de la cual se recibió la alimentación de corriente continua de un generador (excitación en paralelo), llamado excitatriz piloto. El rotor de la máquina síncrona está acoplado al eje de la girando simultáneamente. En este caso la corriente que alimenta la bobina de excitación de la máquina sincrónica se suministra a través de unos anillos rosantes y unas escobillas. Para la regulación de la corriente de excitación se utilizan reóstatos de regulación, los cuales se conectan en el circuito de la excitatriz (r_1) y de la piloto (r_2). En generadores síncronos de mediana y gran potencia el proceso es automático.



a b

Figura 17.3. Sistema electromagnético de sistemas de excitación con escobillas (a) y sin escobillas (b).

En generadores de gran potencia se suele utilizar en calidad de excitatriz generadores de inducción de corriente alterna, a los cuales se les conecta un puente rectificador. La regulación de la corriente de excitación del generador en este caso se realiza regulando la excitación del generador de inducción.

Gran utilización también se encontró en generadores síncronos la excitación electromagnética sin escobillas, en la cual el generador síncrono no dispone de anillos rosantes en el rotor.

En calidad de excitación B en este caso se utiliza un generador de corriente alterna (ver figura 17.3 b), en el cual la bobina 2 montada sobre el rotor se le induce fem, (bobina del núcleo) y la bobina 1 de excitación está montada sobre el estator de la máquina. En resultado de esto la bobina núcleo de excitación y la bobina de excitación giran y su unión eléctrica se realiza sin anillos y sin bobinas. Pero así como la excitación es un generador de corriente alterna, en la salida de la bobina núcleo de excitación se conecta un puente rectificador 3, montado sobre el eje del rotor y de la máquina síncrona, el cual gira en conjunto con la bobina de excitación de la máquina y la bobina núcleo de la excitación. La alimentación de la corriente continua de la bobina de excitación 1 se realiza desde una excitatriz piloto PB que es un generador de corriente continua. Al no disponer de anillos rosantes en el circuito de excitación de la máquina síncrona permite aumentar la confiabilidad y aumentar su eficiencia.

En generadores síncronos y en especial en hidrogeneradores tiene una gran utilización el principio de autoexcitación (ver figura 17.4 a). La excitación de la máquina se logra tomando de los terminales del generador en corriente alterna a través de un transformador reductor y con un puente rectificador PP para su rectificación. Este principio de autoexcitación se fundamenta en el flujo remanente de las chapas del generador.

En la figura 17.4.b se muestra una estructura esquema de un sistema de autoexcitación de un generador síncrono con un transformador rectificador y un puente de tiristores

a través de los cuales la señal de corriente alterna del generador después de ser rectificada se le suministra a la excitación del generador. El control del puente de tiristores se realiza con un sistema automático de regulación ARB, en la entrada del cual ingresa una señal de tensión y en la salida del generador (a través de transformadores de corriente). El esquema está protegido por una protección en relé BZ, el cual protege la bobina de excitación y el puente de tiristores de sobretensión y sobrecorrientes.

En máquinas síncronas de pequeñas potencia se suele usar una excitación con imanes permanentes, montados sobre el rotor de la máquina. Esta forma de excitación permite evitar el montaje de una bobina de excitación. El resultado es que la máquina constructivamente es menos costosa y más confiable. Dada la carencia de materiales para la elaboración de imanes permanentes con una buena reserva de energía magnética y las dificultades de su construcción la utilización de este tipo de excitación se limita a máquinas de pequeñas potencias.



Figura 17.4. Principio de autoexcitación de los generadores síncronos.

17.2. Máquina asíncrona

Gracias a su robustez y bajo costo por unidad de potencia la máquina asincrónica es por excelencia la máquina motriz de los procesos industriales; a esta particularidad se le suma la propiedad de ser una máquina reversible, tal que le permite ser utilizada como generador exclusivo de potencia activa en el instante en que es conectada a una fuente de reactivos capacitivos variable y acoplada mecánicamente a un primo-motor, que hace que su rotor supere la velocidad sincrónica. Como generador se destaca, porque no requiere equipo de sincronización, posee capacidad de sobrevelocidad y protección inherente contra cortocircuitos; no obstante su principal desventaja es que no dispone de instrumentos que le permitan regular la potencia reactiva, por lo tanto esta debe ser suministrada externamente; bien sea conectándole un banco regulado de condensadores en sus terminales ó acoplándola directamente a la red (ver figura 17.5.).

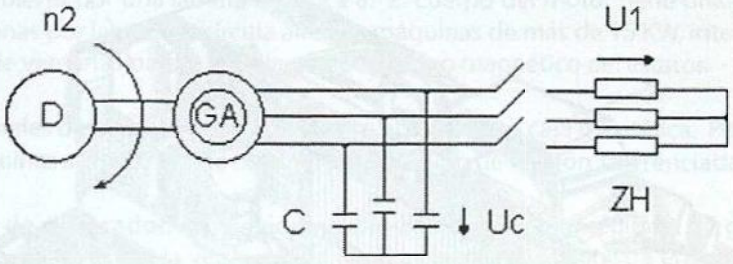


Figura 17.5. Generador asíncrono de rotor jaula de ardilla.

En régimen de generador la máquina asíncrona tiene deslizamiento negativo y por lo tanto la f.e.m. inducida en el devanado del rotor cambia de dirección. En consecuencia la potencia mecánica del primo-motor se transforma en potencia activa, exigiendo proporcionalmente reactivos adicionales; demandando para el trabajo del generador asíncrono una fuente de potencia reactiva variable, que le suministra los reactivos necesarios para su autoexcitación en el momento del arranque, consecutivamente los requeridos para su operación en vacío y posteriormente los exigidos de acuerdo con la demanda (ver figura 17.5.), lo que se puede lograr de dos formas: conectando el generador al sistema de potencia o conectando un banco de condensadores variable en paralelo con la máquina (ver figura 17.5.). Esta última forma de conexión es obligatoria para un generador aislado de la red, operando en forma autónoma.

Componentes de una máquina asíncrona. La máquina asíncrona se compone de dos partes principales separadas por un entrehierro: el estator y el rotor. Cada una de ellas tiene un núcleo magnético y una bobina. En este caso la bobina del estator se conecta a la red como primaria y la bobina del rotor será secundaria, así que la energía se le suministra a la máquina a través del estator, debido a la relación magnética entre estas bobinas.

La parte fija de la máquina (estator se compone de un cuerpo 11 y de un núcleo 10 que contiene un devanado trifásico. El cuerpo de la máquina es de una pieza obtenida por fundición de una aleación de aluminio o de hierro colado. Esta máquina puede ser totalmente cerrada y por tal motivo dispone de unos canales para la circulación del aire de enfriamiento.

En el cuerpo de la máquina está montado el núcleo del estator 10, el cual está formado por láminas estampadas a presión y separada entre ellas por una película de aislamiento. Este tipo de construcción permite reducir las corrientes parásitas, generadas en el proceso de magnetización del campo de la máquina. En la parte interna del núcleo del estator se encuentran las ranuras en las cuales están alojadas las bobinas (ver figura 17.6), unidas en determinado orden en cabezas de bobina, ubicada fuera de la parte activa del núcleo.

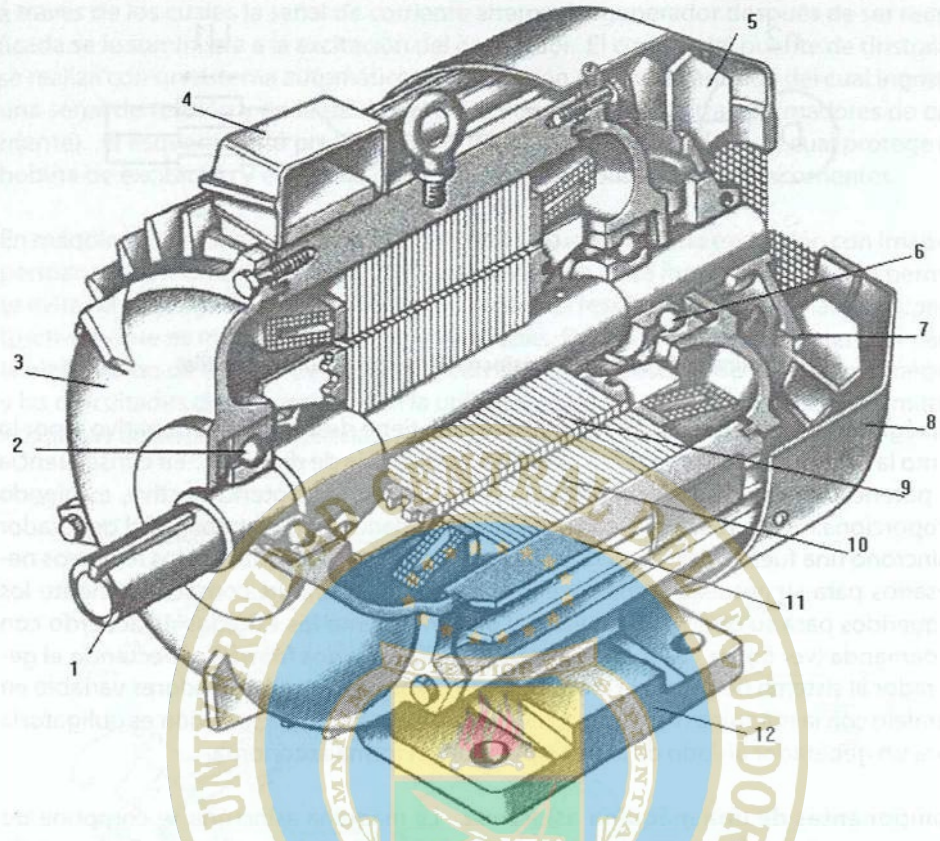


Figura 17.6. Máquina asincrónica de rotor jaula de ardilla.

El rotor puede ser de dos tipos: con rotor jaula de ardilla (ver figura 17.6) o con el rotor devanado. El rotor jaula de ardilla es el más usado se compone de un eje 1 y el núcleo magnético 9 en él se ubica la bobina del rotor, la cual simula una jaula de ardilla. Esta bobina se compone de barras por lo general de aluminio cerradas a través de un anillo, que las coloca en corto (ver figura 17.6). El núcleo del rotor también está formado por chapas de material ferromagnético estampadas, que no están aisladas entre sí por una película, sino que tienen un recubrimiento de una película de oxido. Este es un aislamiento suficiente, que reduce las corrientes parásitas, ya que la magnitud de ellas es pequeña debido a su magnetización débil.

La bobina en corto (jaula e ardilla) del rotor en la mayoría de las máquinas asincrónicas es una fundición forzada de aluminio en las ranura del rotor. Esta forma permite obtener la jaula y a su vez el ventilador de la máquina, el cual en su conjunto están montados sobre el eje del rotor, que a su vez gira sobre unos cojinetes 2 y 6 montados sobre los escudos 3 y 7 de la máquina.

El enfriamiento de la máquina se realiza por ventilación forzada externa alrededor del cuerpo de ésta. El flujo del aire lo suministra un ventilador 5, montado sobre el eje del

rotor y cubierto por una lamina metálica 8. El cuerpo del motor tiene una superficie con ventanas por las cuales circula aire. En máquinas de más de 15 KW, internamente dispone de ventanas para la ventilación del núcleo magnético del estator.

Los terminales de las fases de la máquina se ubica en una caja 4 metálica. Por lo general la máquinas asincrónicas se diseñan para dos tipo de tensión diferenciadas por $\sqrt{3}$.

Régimen de generador. Una máquina asincrónica opera en régimen de generador en el instante en que a la vez que una fuente externa le suministra energía reactiva (banco de capacitores) al campo del estator, un primo motor hace girar al rotor en dirección del campo magnético del estator con una velocidad n_2 superior a la velocidad el campo magnético n_1. En este instante el deslizamiento se vuelve negativo y la f.e.m. inducida en la bobina del rotor cambia de dirección. La magnitud del deslizamiento equivale a: $s = (n_1 - n_2)/n_1$

El deslizamiento de la máquina asíncrona en régimen de generador puede tomar cualquier valor negativo y variar en un rango de: $0 < s < -8$.

En régimen de generador la máquina asíncrona tiene deslizamiento negativo y por lo tanto la f.e.m. inducida en el devanado del rotor cambia de dirección. En consecuencia la potencia mecánica del primo-motor se transforma en potencia activa, exigiendo proporcionalmente reactivos adicionales; demandando para el trabajo del generador asíncrono una fuente de potencia reactiva variable, que le suministra los reactivos necesarios para su autoexcitación en el momento del arranque, consecutivamente los requeridos para su operación en vacío y posteriormente los exigidos de acuerdo a la demanda (ver figura 17.7.)

La potencia reactiva necesaria para crear el campo magnético de la máquina cuando opera como generador autónomo se puede obtener bien sea de la red o de un banco de condensadores (ver figura 17.7.). Esta última forma de conexión es obligatoria para un generador aislado de la red, operando en forma autónoma.

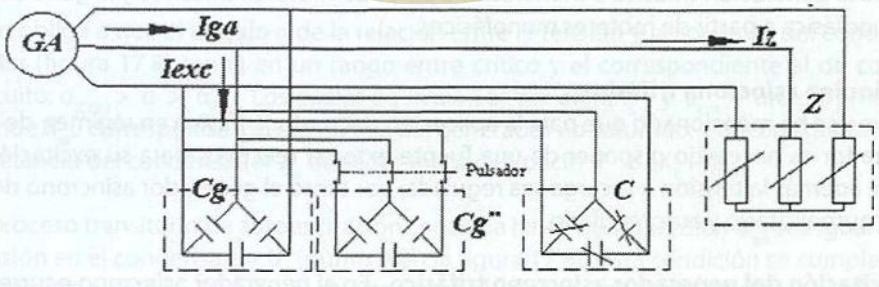


Figura 17.7. Esquema principal de un generador asíncrono con condensador de excitación.

Además de la necesidad de un banco de condensadores que proporcione los reactivos requeridos para la excitación de la máquina en estado autónomo, también se requiere que exista un flujo magnético residual en el rotor, tal que al girar éste con una velocidad superior a la sincrónica, se induzca una pequeña f.e.m. en el devanado del estator la cual hará circular corriente por los condensadores, los cuales a su vez incrementarán la f.e.m. inducida, aumentando posteriormente la corriente capacitiva y así sucesivamente hasta que la f.e.m se estabilice (en forma similar para el generador de corriente continua). En caso de que no exista flujo remanente, la autoexcitación no tendrá lugar, y para obtenerla basta con conectar la máquina momentáneamente como motor o suministrarle corriente continua en los terminales del estator.

De esta forma para que una máquina asíncrona opere en régimen de generador autónomo, es necesario que se cumplan las siguientes condiciones: existencia de un flujo magnético residual en el rotor, una velocidad mecánica superior a la sincrónica y una fuente externa de reactivos.

Como se ha mencionado, el generador asíncrono es un generador exclusivo de potencia activa, que requiere el suministro de reactivos por una fuente externa regulada (banco de condensadores), la cual debe suministrar los reactivos necesarios tanto para la generación como para la carga. Este regulador es indispensable en el momento en que el generador opera en condiciones aisladas con cargas variables, debido a que hace las veces de regulador de tensión y supresor de sobre tensiones generadas a partir de la conmutación de los condensadores.

Además de las fortalezas técnicas inherentes al generador asíncrono, se debe resaltar que en función del tipo del motor asíncrono, la generación de energía eléctrica puede ser tanto monofásica como trifásica. Esta particularidad le permite atender pequeñas potencias con generación monofásica para usuarios a nivel de microgeneración en ZNI, para los cuales no se encuentran disponibles generadores monofásicos convencionales de este rango (menores a 5 KW) y atender potencias con generación trifásica para usuarios nivel MiniCHE y PCH. Por tal motivo es necesario identificar los métodos para la generación trifásica o monofásica a partir de motores trifásicos y la generación monofásica a partir de motores monofásicos.

Máquina asíncrona trifásica.
Como se ha mencionado que para la aplicación del motor trifásico en régimen de generador es necesario disponer de una fuente externa reactivos para su excitación y que además la tensión a la carga sea regulada; por tanto el generador asíncrono debe ser autoexcitado y autoregulado.

Excitación del generador asíncrono trifásico. En el generador asíncrono ocurre un proceso de autoexcitación, similar al que ocurre en el generador Shunt de corriente continua o a la máquina síncrona de imanes permanentes. En este proceso cuando empieza a girar el rotor, su flujo remanente induce en las bobinas del estator una fem E_{rem}, la cual hace circular por el condensador una corriente i_c. Esta corriente al circular

por las bobinas del estator, hace que su campo magnético aumente, e induzca en él una fem e_g, la cual a su vez aumenta la corriente del condensador (ver figuras 17.8).

Como se observa en la figura 17.8, el proceso transitorio de autoexcitación corresponde a la desigualdad:

$$i_c(X_1 + X_m) > i_c X_c$$

donde: X_m es la reactancia de magnetización del circuito magnético y X_c es la reactancia capacitiva del condensador.

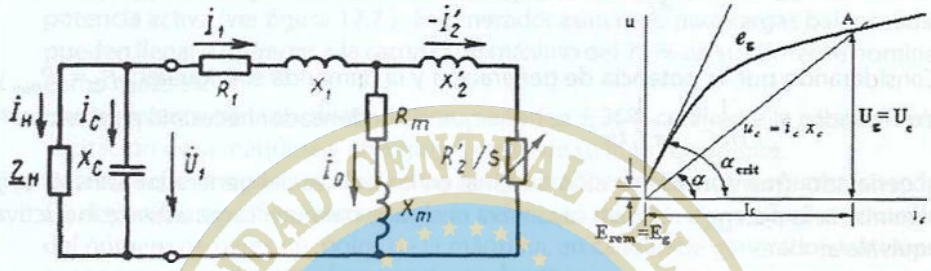


Figura 17.8. Diagrama equivalente y característica en vacío de autoexcitación de un generador asíncrono.

Para cumplir con los términos de la desigualdad anterior, en términos prácticos, se fuerza el proceso de autoexcitación inicial con un banco adicional de condensadores ***Cg"***, conectados temporalmente en la bobina del estator (ver figura 17.7), el cual debe cumplir la siguiente condición: $Cg'' = \frac{1}{5} Cg$

Seguidamente se requiere que la corriente i_c suministre el campo magnético suficiente durante el proceso transitorio, tal que: $(e_g - u_c) > 0$
donde: e_g es la fem resultante debido al flujo remanente y a la autoinducción por las corrientes que circulan por el devanado del estator y u_c es la tensión en los bornes del condensador.

Esto obliga a que el ángulo α de la relación entre la tensión y la corriente del condensador (figura 17.8) tenga en un rango entre crítico y el correspondiente al de corto circuito: $\alpha_{(Crit)} > \alpha > \alpha_{c.c.}$. Los cuales equivalen a: $\alpha = arctgX_C$ y $\alpha_{Crit} = arctg(X_1 + X_{m^*})$; donde X_{m^*} corresponde a la reactancia del generador no saturado. Por consiguiente la reactancia del condensador X_c debe ser menor, es decir: $X_c < (X_1 + X_{m^*})$

El proceso transitorio de autoexcitación continua hasta que la tensión U_{go} sea igual a la tensión en el condensador U_c (punto A en la figura 17.8). Esta condición se cumple en el instante que: $X_c = (X_1 + X_{m^*})$; de esta forma el condensador necesario para excitar el generador debe ser igual a:

$$C = 1/[(2\pi f)^2 (L_1 + L_m)] .$$

En este momento se considera que el proceso de autoexcitación ha finalizado y el generador asíncrono está en vacío y dispuesto a entregar fundamentalmente potencia activa.

Para que el generador asíncrono entregue potencia activa con una tensión nominal constante es indispensable que un banco variable externo de condensadores le suministre los reactivos necesarios (ver figura 17.7), cuya potencia reactiva capacitiva equivale a:

$$Q_C \quad 1\frac{U_C^2}{X_C} \quad Q_G \quad Q_{Dem} \quad P_{nom}\left(tg\varphi_g + tg\varphi_{Dem}\right)$$

Considerando que la potencia de generación y la demanda son iguales: $P_G = P_{Dem}$ y expresando: $Xc = \frac{1}{\omega_1 C} = \frac{1}{2\pi f_1 Uc}$, se tiene que el condensador necesario para excitar el generador (mantener la tensión nominal en los bornes del generador asíncrono) y suministrar la potencia reactiva capacitiva necesaria para una carga activa e inductiva equivale a:

$$C = \frac{P_{nom}\left(tg\varphi_g + tg\varphi_{Dem}\right)}{2\pi f_1 m_1 U_c^2}$$

donde: P_{nom} es la potencia entregada por el generador; U_c tensión en el condensador; f_1 es la frecuencia de generación; m_1 número de fases; φ_g y φ_c son los ángulos de desfase entre las tensiones y las corrientes del generador y la carga (considerando que: $U_g = U_c$)

El análisis anterior permite afirmar que la capacitancia requerida por el generador asíncrono ***C*** se puede dividir en dos: una capacitancia de un valor constante **Cg**, necesaria para la excitación del generador en vacío y una capacitancia variable ***Cc*** necesaria para la carga (ver figura 17.7).

El generador asíncrono trifásico autoexcitado en condiciones aisladas para ajustarse a los cambios de demanda, requiere la regulación simultánea de su excitación y el par motor, tal que el voltaje y la frecuencia se mantengan constantes. Mantener el voltaje en una magnitud constante es difícil, dado que la regulación de la excitación de la máquina, se realiza con la conexión y desconexión de condensadores trifásicos de magnitudes fijas que bien pueden estar conectados en delta "Δ" o en "Y", y la configuración final obtenida del regulador dará una excitación que permite mantener la tensión dentro de un rango. Sin embargo cada conexión tiene las siguientes características de regulación:

- la conexión en delta (Δ) se ajusta a cambios elevados en la demanda ya que permite manejar una mayor potencia, recomendado como condensador para forzar el proceso de autoexcitación inicial.
- la conexión "Y" maneja un menor nivel de corriente y por lo tanto, puede ser aplicada como una configuración para el ajuste de la excitación.

El generador asíncrono trifásico autoexcitado en condiciones aisladas tiene las siguientes características:

1. El generador con una carga superior al 60% de la corriente nominal es más sensible a los cambios en la demanda, tal que puede perder tanto la excitación de la máquina como su flujo remanente.
2. La calidad de la sinusoide referente a los niveles de distorsión armónica en tensión y corriente cumple la norma Std. IEEE 519.
3. La corriente del generador asíncrono ***Iga*** está compuesta por la corriente que circula por la excitación ***Iexc*** y la que entrega a la carga ***Iz,*** para el suministro de potencia activa (ver figura 17.7.). El generador asíncrono para cargas balanceadas pueden llegar a entregar a la carga ***Iz*** un máximo del 72 % de su corriente nominal como motor.
4. Un desbalance de la corriente de línea superior ± 35% conlleva a la pérdida de la excitación de la máquina y en algunos casos de su flujo remanente.
5. Debido a que la magnitud del *Cos φg* del generador asíncrono y de la capacitancia *Cg* dependen significativamente de la velocidad de giro n_{2nom}, e indirectamente del número de pares de polos de la máquina, en calidad de generador asíncrono autónomo se suele utilizar generadores rápidos.

Autoregulación del generador asíncrono trifásico. Los cambios en la carga del generador asíncrono conllevan a la necesidad de regular su autoexcitación, por ello es preciso colocar un banco de condensadores variable; sin embargo, con una carga superior al 60% de la corriente nominal se tiene el riesgo de perder tanto su excitación como su flujo remanente, por lo tanto, una opción muy importante para la aplicación de los generadores asíncronos es disponer de una alternativa que a la vez de regule la excitación en función de la corriente de carga y reduzca la posibilidad de perder el flujo remanente, en especial en condiciones aisladas. Esta forma de regulación se obtiene al colocar condensadores en serie con la carga tal como se indica en la figura 17.9.

Al observar el diagrama vectorial de un generador asíncrono autoexcitado (ver figura 17.10), se infiere que la tensión en los bornes de generador $\boldsymbol{U_1}$, en los condensadores de excitación ***Uc*** y en la carga ***U*** tienen la siguiente relación:

$$\dot{U}_1 = \dot{U}c + \dot{U}$$

De acuerdo con los análisis anteriores se concluye, que para que la tensión en la carga ***U*** se mantenga constante, es indispensable que varíe la tensión en los bornes de generador de $\boldsymbol{U_1}$ y en los condensadores de excitación ***Uc***. Esto se logra gracias a que los condensadores en serie reducen su potencia reactiva capacitiva de acuerdo con las necesidades de la carga, ya que los cambios en la demanda de energía generan cambios en la tensión de los condensadores en serie y por tanto en su potencia. La potencia reactiva capacitiva en los condensadores en serie varia de la siguiente forma:

$$Q_k = m_1 I^2 \frac{1}{\omega_1 C_k}$$

donde: I es la corriente de la carga y m es el número de fases.

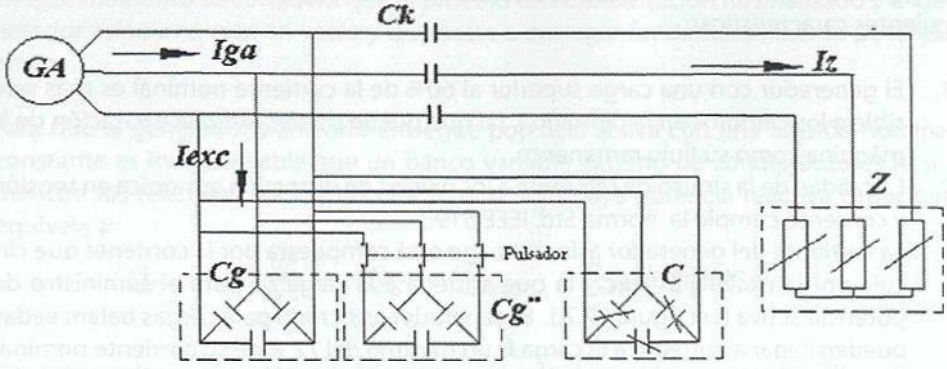


Figura 17.9. Esquema de un generador asíncrono con condensador de excitación y autoregulación.

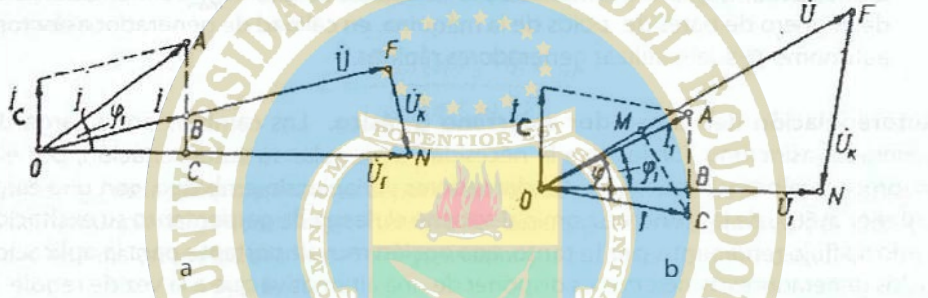


Figura 17.10. Diagrama vectorial de un generador asíncrono autoexcitado y autoregulado.

Como se observa en la ecuación anterior, la potencia reactiva capacitiva de los condensadores en serie depende del valor y del carácter de la carga. En un diagrama vectorial, indicado en la figura 17.10 muestra que ésta aumenta en la medida que disminuye el factor de potencia, en ella se observan los diagramas vectoriales para una carga resistiva (figura 17.10 a) y para una carga resistiva e inductiva (figura 17.10 b).

Esta forma de autoregular el generador asíncrono, además de garantizar un nivel de regulación le permite al generador asíncrono para cargas bajas disponer de un flujo magnético remanente mínimo, necesario para evitar la pérdida de su excitación. Sin embargo se puede limitar esta aplicación, debido a:

- Se pueden presentar sobretensiones en los condensadores por efecto de sobrecargas y/o corto circuito.
- La capacitancia en serie requerida es elevada, ya que capacitancias pequeñas conllevan a caídas elevadas de tensión (el valor que recomiendan varios autores para debe oscilar entre un 50 y un 60% de la potencia total de la máquina).

No obstante un detalle de este tipo de regulación no solo es el valor de la capacitancia

serie requerida, sino también la cantidad de condensadores necesarios para llegar a este valor. Una alternativa para reducir el volumen de los condensadores, consiste en conectarlos a la carga a través de transformadores de corriente TI, tal como se indica en la figura 17.11; de esta forma la capacitancia en el primario del transformador equivale a: $C_K = \frac{C_{2K}}{K^2}$

donde: K es la relación de transformación del TI.

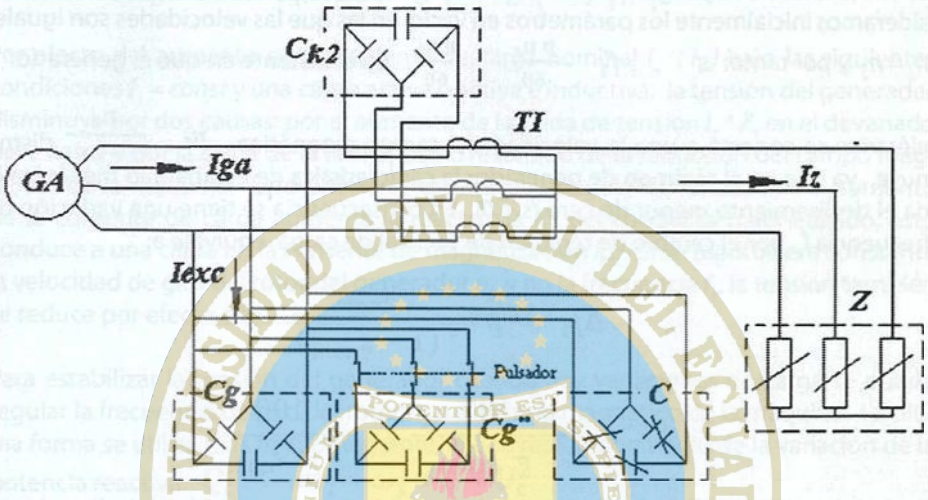


Figura 17.11. Esquema de un generador asíncrono con condensador de excitación y autoregulación a través de TI´s.

Como se ha señalado, la autorregulación es un factor importante para la implementación de un generador asíncrono, sin embargo tanto la autoexcitación y la autorregulación dependen de la frecuencia de generación; la cual en términos generales independientemente de la carga debe mantenerse constante; por tanto la velocidad mecánica también. No obstante la máquina asincrónica tiene un deslizamiento negativo, cuya magnitud es directamente proporcional a la carga, lo cual le exige al primomotor un aumento adicional en la velocidad transmitida, tal que mantenga la frecuencia de generación constante. Lo que obliga a disponer de una regulación del caudal suministrado al primomotor.

Esto último indica que para atender una demanda de energía eléctrica con un generador asíncrono, es importante disponer de una regulación simultánea de los reactivos capacitivos y del caudal, tal que se mantengan constantes la tensión y la frecuencia de generación.

El generador asíncrono trifásico autoexcitado y autoregulado en condiciones aisladas tiene las siguientes características:

- La calidad de la sinusoide cumple con la norma Std. IEEE 519.
- Los motores en régimen generador para cargas balanceadas tienen igual

cargabilidad que su homólogo autoexcitado.

- La autoregulación en este tipo de generador no permite que se pierda su excitación y/o flujo remanente por desbalance de corrientes.
- Este tipo de generador es más estable a los cambios en la demanda de energía.

Regulación de frecuencia y tensión.

El generador asíncrono también requiere la regulación de su velocidad, la cual impacta en su estabilidad y regulación. Para analizar el comportamiento del generador consideramos inicialmente los parámetros en vacío, en las que las velocidades son iguales $n_1 = n_2$ y por tanto: s , f_1 $\frac{p\,n_1}{60}$ $\frac{p\,n_2}{60}$. En el instante en que el generador eléctrico se conecta a una la velocidad del campo magnético n_1 $\frac{n_2}{-s}$ disminuye, ya que en el régimen de generador la característica de estabilidad mecánica la da el deslizamiento menor de cero ($s < 0$). En consecuencia se tiene una variación de frecuencia f_1 por el cambio de régimen de vacío al de carga equivale a:

$$\Delta f_1 = p\,n_2 \frac{s_{nom}}{(1 - s_{nom})}$$

Ó

$$\Delta f_1^* \quad \frac{100}{-f_{1nom}} \qquad \frac{100}{-s_{nom}}$$

Es decir la variación de la frecuencia en pu, numéricamente equivale al deslizamiento expresado porcentualmente (%). Para mantener la frecuencia $f_1 = const$ cuando aumenta la carga es necesario aumentar n_2.

Las características externas y de regulación del generador con carga activas e inductivas se indican en la figura 17.12. Se observa que estas carteristas son similares a las características de un generador de corriente continua y un sincrónico.

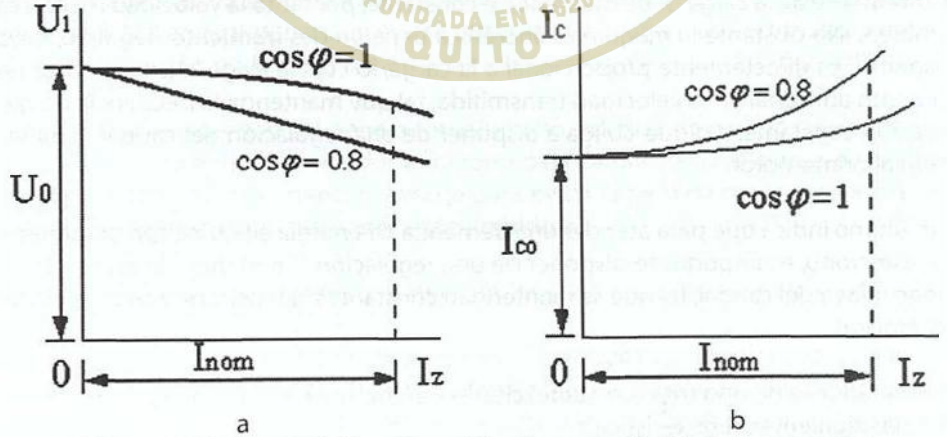


Figura 17.12. Característica externa (a) y de regulación (b) de un generador asíncrono autónomo.

La característica externa representa la relación de la tensión en función de la corriente $U_1 = f(I_n)$, con una frecuencia constante $f_1 = const$, factor de potencia constante $Cos\ \varphi = const$, con un velocidad $n_2 = const$ y con una capacitancia constante $C = const$. La característica de regulación es la relación entre la corriente del condensador I_c y la corriente de carga nominal I_n, bajo las siguientes condiciones: el valor de tensión $U_1 = const$, $f_1 = const$, $Cos\ \varphi = const$, $n_2 = const$.

La tensión del generador equivale a: $U_1 \quad E_1 - I_1 Z_1$

Por efecto del aumento de la corriente de carga nominal I_n (I_1) bajo las siguientes condiciones $f_1 = const$ y una carga activa o activa e inductiva, la tensión del generador disminuye por dos causas: por el aumento de la caída de tensión $I_1 * Z_1$ en el devanado del estator y por la caída de la fem E_1 como resultado de la reducción del campo magnético de la máquina. Esto último se explica de la siguiente forma, con el aumento de la corriente de carga aumenta la reactancia X_m del conducto magnetizado, esto conduce a una caída en la corriente de magnetización $I\mu$. Si se mantuviera constante la velocidad de giro del rotor del generador n_2 y no la frecuencia f_1, la tensión también se reduce por efecto de la caída de la frecuencia f_1.

Para estabilizar la tensión del generador cuando hay variaciones de carga se puede regular la frecuencia de giro del rotor n_2 o el campo magnético de la máquina. La última forma se utiliza más frecuentemente, ella se realiza por medio de la variación de la potencia reactiva: $Q_c \quad m_1 * \omega_1 * C * U_c^2$

Para ello se puede variar la capacitancia del condensador C o también la tensión Uc suministrada a ellos. Sin embargo sigue siendo complicado estabilizar la tensión de un generador, que trabaje con una carga inductiva y con variaciones de la velocidad de giro.

Es importante señalar que el valor del condensador C depende de la frecuencia f_1 del generador. Es decir de la velocidad de giro de su rotor n_2 (ver figura 17.13). Si se reduce la velocidad de giro n_2 la magnitud del condensador requerido debe rápidamente aumentar. El condensador se debe seleccionar para que cumpla las siguientes condiciones:

- Para una velocidad de: $n_2 \geq n_{2nom}$, se tiene que el condensador C equivale a:

$$C \quad C_{nom}\left(\frac{n_2}{n_{2nom}}\right)^2$$

- Para un $n_2 < n_{2nom}$, se tiene que el condensador C equivale a:

$$C \quad C_{nom}\left(\frac{n_2}{n_{2nom}}\right)^4$$

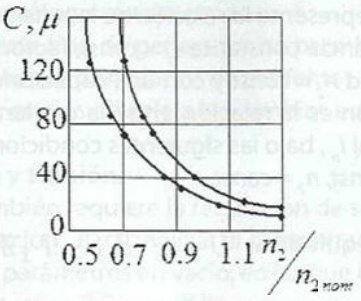


Figura 17.13. Relación de la capacitancia dependiendo de la velocidad específica de giro del generador para una máquinas de 4.5 KVA en vacío.

De las expresiones anteriores se indica que el generador autónomo asíncrono se recomienda utilizar para $n_2 / n_{2nom} >= 0.9$. Para valores pequeños de n_2 la magnitud del valor del condensador debe aumentar rápidamente y el generador prácticamente se carga totalmente de corriente reactiva.

La estabilización de la tensión de un generador que trabaja con variaciones de la frecuencia de giro y de carga, se puede realizar variando la magnitud del condensador conectado. Por ejemplo con ayuda del tiristor *T* (ver figura 17.14 a) que periódicamente se le conecta al generador un condensador *Cd*. Para variaciones de tensión de su valor nominal el elemento regulador ER varia los periodos de conexión de los tiristores, conectados a ellos los condensadores.

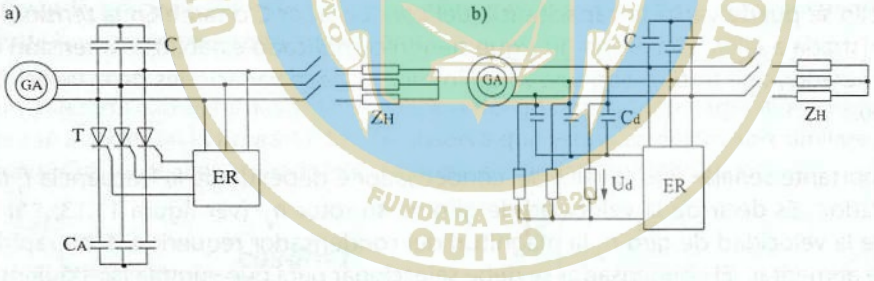


Figura 17.14 Esquema principal de regulación automática de tensión del generador a través de regulación de tensión suministrada a los condensadores.

Para una regulación automática de tensión en calidad de condensadores *Cd* se utilizan condensadores no lineales. Para variaciones de tensión del generador de la nominal el elemento regulador ER (ver figura 17.14 b) cambia la tensión *Ud*, suministrada a los condensadores no lineales, los cuales cambian su capacitancia, estabilizando la tensión del generador. Para una frecuencia máxima de giro en vacío la tensión *Ud*, suministrada a los condensadores no lineales debe ser máxima, y la tensión del generador debe ser nominal. Por caída de tensión del generador, la tensión *Ud* cae y la capacitancia aumenta.

Cuando se utiliza para la estabilización de la tensión del generador un transformador T con variación de su coeficiente de transformación (ver figura 17.15 a) su masa y dimensiones son representativas (en especial para 60 Hz), ya que la potencia reactiva conectada a los condensadores es proporcional al cuadrado del coeficiente de transformación. En este caso se requiere conectar un condensador de más para compensar la componente reactiva de la corriente del transformador. Para estabilizar la tensión del generador también se puede utilizar un reactor saturable L (ver figura 17.15 b).

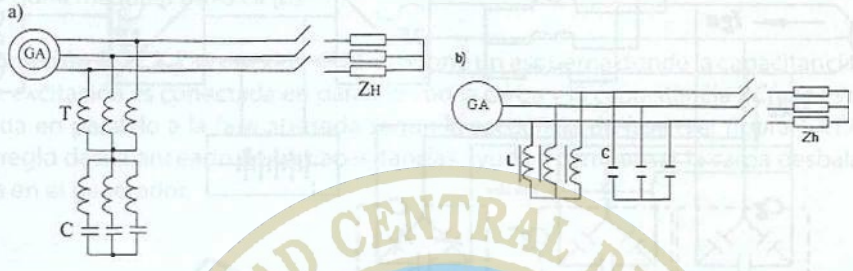


Figura 17.15. Esquema principal de regulación de tensión del generador con ayuda de un transformador con regulación del coeficiente de transformación (a) y con un reactor saturable (b)

Si aumenta la carga en el generador se reduce la tensión con ello disminuye la saturación del reactor *L* aumentando su inductancia. De tal forma se reduce la corriente reactiva consumida por él, lo que es necesario para aumentar la tensión de generación. Esta forma suele requerir el aumento de la capacitancia de los condensadores, y la masa y dimensiones del reactor suelen ser considerables, en especial para bajas frecuencias.

Generador monofásico.

Es importante recordar que los generadores monofásicos tienen elevada aplicabilidad a nivel de micro generación de energía y por tanto es indispensable que estos sean confiables y de bajo costo. Una alternativa es utilizar un ***generador asíncrono trifásico autoexcitado y autoregulado en un esquema que incluya un proceso de rectificación, acumulación de energía e inversión a AC monofásica***, similar al indicado en la figura 17.16.

El esquema propuesto (ver figura 17.16.) se caracteriza por tener, entre otras, las siguientes fortalezas:

1. Debido a que en este esquema el generador asíncrono trifásico está conectado a un sistema de rectificación *no se presentan desbalances de fases*.
2. El esquema propuesto tiene una etapa de rectificación de AC trifásica en DC y secuencialmente una etapa de inversión en AC monofásica, lo que reduce la posibilidad de *sobretensiones* en el usuario final; las cuales son frecuentes en un generador asíncrono aislado por efecto de variaciones en la demanda de energía.
3. Dentro del esquema se incluye un banco de baterías que permite en un instante dado disponer de una *fuente de DC* para crear un flujo magnético que permita la

autoexcitación del generador asíncrono.

4. La acumulación de energía puede ser utilizada para *manejar la curva de demanda*, bien sea para garantizar la estabilidad de la generación de energía en procesos transitorios o como una reserva de energía.

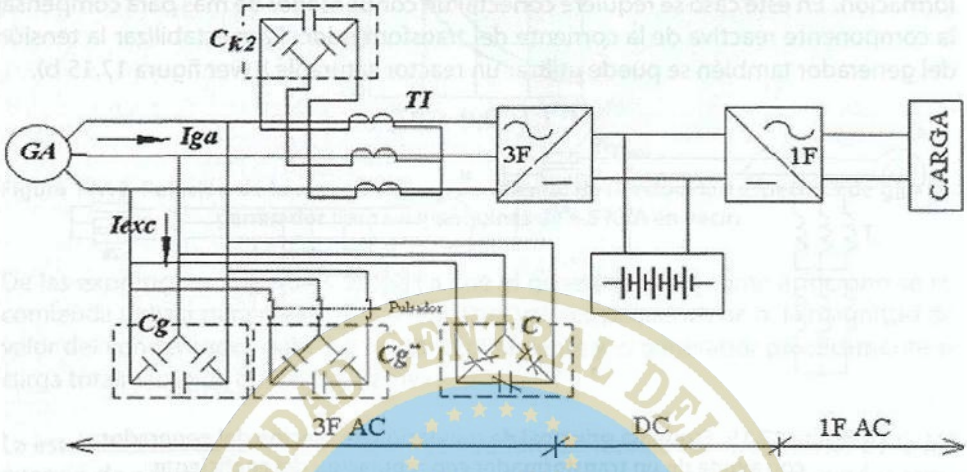


Figura 17.16. Generador monofásico a partir de un generador asíncrono trifásico autoexcitado y autoregulado con transformadores de corriente TI's con un proceso de rectificación, acumulación de energía e inversión a AC monofásica en condiciones aisladas.

Independientemente de las fortalezas que tiene el generador autoexcitado y autoregulado con rectificación e inversión, necesariamente requiere de un banco de condensadores variable y un regulador de velocidad, los cuales en armonía mantienen la tensión y la frecuencia constante. La alternativa que se analiza incluye este tipo de generador en un esquema que con un proceso de rectificación, acumulación de energía e inversión a AC monofásica, similar al indicado en la figura 17.16.

El esquema propuesto (ver figura 17.16.) además de las fortalezas del generador asíncrono autoexcitado y autoregulado, no presenta desbalances de fases, reduce la posibilidad de sobretensiones y dispone de un banco de baterías que le permite tener una fuente de DC para crear un flujo magnético y manejar la curva de demanda por acumulación de energía; con una fortaleza adicional, que consiste en la instalación de inversores de DC a AC monofásicos convencionales, disponibles en diferentes tecnologías.

Como se ha mencionado anteriormente, la aplicación del ***motor trifásico en régimen de generador monofásico*** es una solución a nivel de MicroCHE, que permite tener un rango amplio de potencias a un bajo costo. Sin embargo su operación en forma autónoma, también exige las siguientes condiciones: existencia de un flujo magnético residual en el rotor, una velocidad mecánica superior a la sincrónica y una fuente externa regulada de reactivos capacitivos; esta última le permite al generador operar en una configuración de autoexcitado y autoregulado.

Para realizar esta aplicación, actualmente existen fundamentalmente tres métodos para usar un motor trifásico asíncrono como un generador monofásico:

- Conexión C-2C.
- Generador asíncrono monofásico, auto excitado, auto regulado (SRSEIG), usando una máquina trifásica (Y).
- Generador asíncrono monofásico auto regulado y auto excitado (SRSEIG), usando una máquina trifásica (Δ).

Conexión C-2C2. La conexión ***C-2C*** propone un esquema donde la capacitancia ***Cfase*** de excitación es conectada en paralelo con la carga y la capacitancia ***2Cfase*** es conectada en paralelo a la fase atrasada según la secuencia de fase (ver figura 17.17). Este arreglo desbalanceado de las capacitancias ayuda a compensar la carga desbalanceada en el generador.

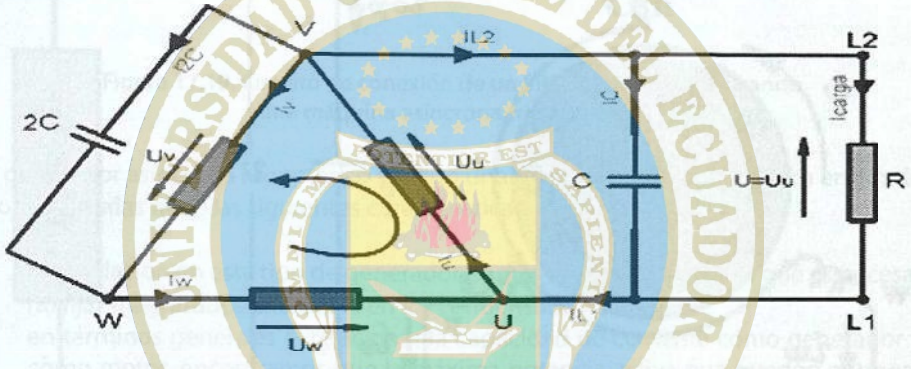


Figura 17.17. Motor asíncrono trifásico en régimen de generador monofásico en Conexión C-2C.

El método *C-2C*, es un método económico que se aplica para cualquier factor de potencia *Cos* Φ_g pero se debe aceptar un ligero desbalance de corrientes y voltajes de fase. Un perfecto balanceo de la carga a máxima corriente de fase, solo es posible para un factor de potencia del generador de 0.5.

La capacitancia de excitación ***Cfase*** para la conexión ***C-2C*** puede ser calculado de la siguiente manera (valido para Cos Φ_g=0.5.):

$$C_{fase} = 12\pi f R_{carga} 3$$

Generador asíncrono monofásico, auto excitado, auto regulado (SRSEIG), usando una máquina trifásica (Y). La conexión SRSEIG requiere de una máquina asíncrona jaula de ardilla trifásica conectada en **Y** a la cual se le conectan tres capacitores, tal como se indica en la figura 17.18. En ella se observa que uno de ellos se conecta en paralelo con la carga monofásica ***Cp*** y los otros dos se conectan a dos devanados ***Cs's.*** Con esta configuración el sistema de generación establecido es muy simple y con la

correcta selección de los valores de ***Cp*** y los dos ***Cs's***, el sistema exhibe una regulación aceptable de voltaje debido al efecto de los dos capacitores en serie con los devanados ***Cs's***.

En esta conexión el condensador ***Cp*** determina el voltaje de salida ***(V)*** y los condensadores ***Cs's*** determinan la corriente de excitación (***Im***). No obstante los valores de los condensadores ***Cs's*** con relación a ***Cp*** tienen gran efecto en la característica final del voltaje en función de la corriente de excitación, y es así como al reducir los valores de los dos ***Cs's***, aumenta un poco el voltaje de salida, causando una leve reducción en la potencia final.

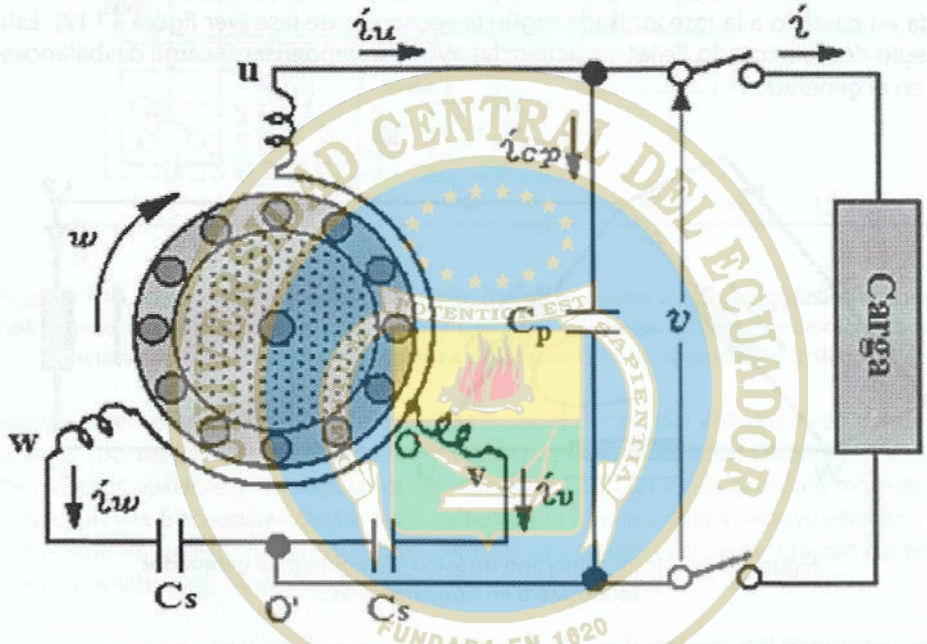


Figura 17.18. Circuito de conexión de un SRSEIG monofásico usando una máquina asíncrona trifásica en Y.

Generador asíncrono monofásico auto regulado y auto excitado (SRSEIG), usando una máquina trifásica conecta en delta (Δ). Este método se fundamenta en la conexión "Steinmetz" y se aplica a una máquina asíncrona conectada en delta (ver figura. 17.19). En esta conexión se tienen dos condensadores, uno de ellos en serie ***Cse*** y otro en paralelo ***Csh***. Tal como se indica en la figura 17.19, la conexión de este método es sencilla, sin embargo es indispensable que la capacitancia de excitación ***Csh*** se conecte a la fase de referencia (la fase A), mientras que la carga monofásica y capacitancia de compensación ***Cse*** se conecten a la fase atrasada (fase B). En esta configuración el condensador ***Csh*** a la vez que suministra la potencia reactiva necesaria para la iniciación y sostenimiento, también actúa como un balanceador de fase y el condensador ***Cse*** provee potencia reactiva adicional cuando la corriente de carga se incrementa.

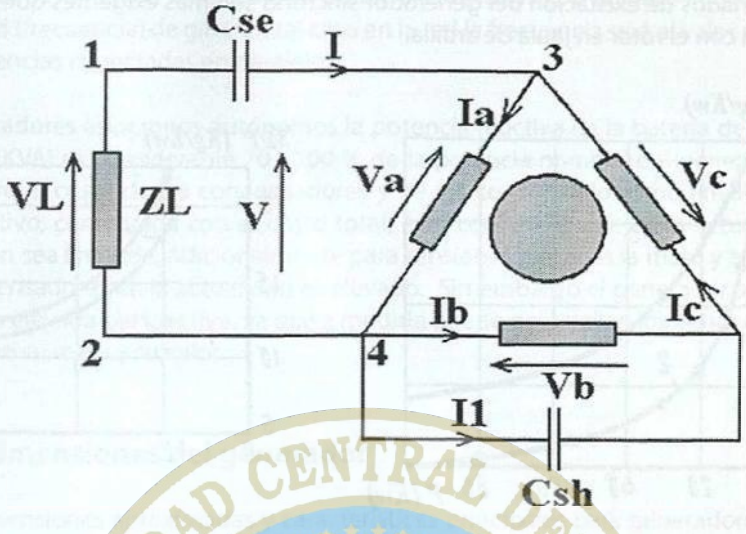


Figura 17.19. Circuito de conexión de un SRSEIG monofásico usando una máquina asíncrona trifásica en Δ.

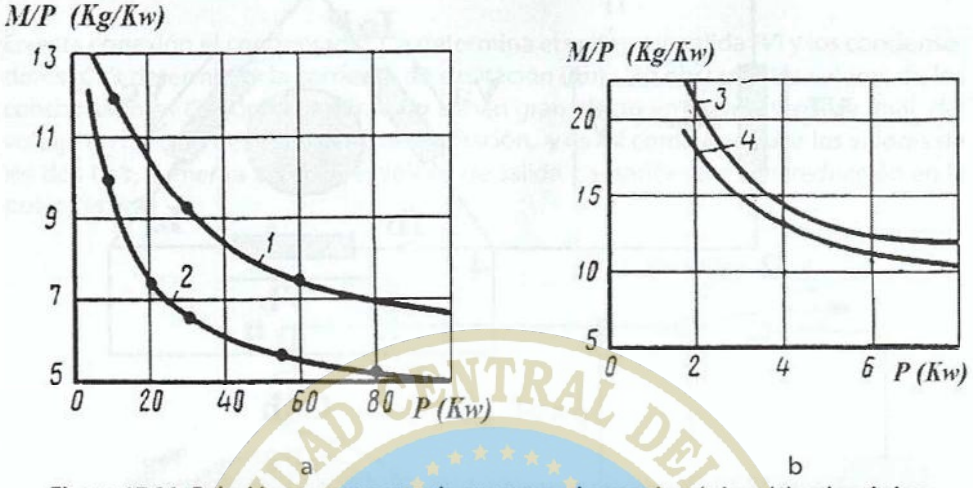
El generador asíncrono monofásico usando una máquina asíncrona trifásica en condiciones aisladas tiene las siguientes características:

- la regulación en este tipo de generador es más compleja, debido a que es necesario fijar magnitudes diferentes en los condensadores.
- en términos generales al relacionar la capacidad de corriente como generador y como motor, encontramos que la máxima potencia activa que pueden entregar las máquinas oscila en un 25%.
- se requiere la disponibilidad en bornes del motor de doce (12) puntas (dos devanados por fase, para realizar una conexión de doble delta (Δ- Δ) para configurar el motor a una tensión de 110 volts.
- la señal es de menor calidad que la del generador asíncrono trifásico, sin embargo se puede considerar que cumple con la norma Std. IEEE 519.
- es un generador BIFASICO, característica que puede afectar en la carga el funcionamiento de motores monofásicos de fase partida.

17.3. Comparación de un generador asíncrono y un generador síncrono.

La masa de una generador asíncrono sin sistema de excitación es significativamente menor que un generador síncrono (ver figura 17.20). Esto se debe a que la máquina asíncrona: tiene un menor entrehierro que el generador síncrono, y la jaula de ardilla no requiere aislamiento por ello son más fáciles de colocar que las bobinas de excitación de un generador síncrono. Adicionalmente las condiciones de enfriamiento para

los devanados de excitación del generador síncrono son más exigentes que para una máquina con el rotor en jaula de ardilla.



a b

Figura 17.20. Relación masa y potencia en generadores asincrónicos (a) y sincrónico (b) (las gráficas 1,2 corresponden a un generador asincrónico sin regulador de excitación y 3, 4 con regulador).

Como se observa de la figura 17.20, la masa de un generador asíncrono en un rango de potencias de 5 a 100 KW es aproximadamente en 1.3 - 1.4 veces menor que un síncrono. Y si lo comparamos con un generador síncrono sin escobillas es aproximadamente en 2 - 3 veces menor.

Al comparar los generadores anteriores considerando el regulador de excitación, se debe recordar que la masa y el costo de los condensadores en algunos casos suele ser significativamente mayor que el regulador de excitación del síncrono. Los condensadores deben suministrar una corriente de magnetización en el generador asíncrono igual al 25 - 35 % de la nominal para generadores de potencias relativamente grandes y del 70 % para generadores de potencias hasta 1 KW. Además el condensador debe compensar la potencia de la carga reactiva.

Para una frecuencia de 60 Hz y una velocidad de 3600 rpm la masa total del generador asíncrono y el regulador de tensión es más pequeña que la del generador síncrono (ver figura 17.20 b). Para velocidades menores se disminuye el factor de potencia y la utilización de generadores asíncronos no suele ser económica. La eficiencia de los generadores asíncronos y los síncronos incluido el regulador de excitación es prácticamente igual. Debemos recordar la gran confiabilidad que ofrecen los asíncronos, la cual es una consideración especial para generadores de grandes velocidades; estas máquinas no requieren de protección para corto circuito, ya que en corto la máquina pierde la excitación. Las investigaciones han demostrado que los generadores

asíncronos se conectan fácilmente en paralelo, e inclusive con grandes variaciones de velocidad (frecuencia) de giro. En tal caso en la red la frecuencia será al valor medio de las frecuencias conectadas en paralelo.

En generadores asíncronos autónomos la potencia reactiva de la batería de condensadores (KVA) es considerable 70 - 100 % de la potencia nominal del generador, por tal motivo el costo de los condensadores y de los condensadores no lineales es representativo, comparada con el costo total; esto conlleva a que en la actualidad su utilización sea limitada. Adicionalmente para tensiones elevadas la masa y el valor de los condensadores en la actualidad es elevado. Sin embargo el generador asíncrono tiene una elevada perspectiva, ya que a medida que se desarrollan los condensadores disminuye su masa y su valor.

17.4. Dimensiones del generador

Unas dimensiones aproximadas y características principales para generadores de eje horizontal con velocidades superiores a las 600 r.p.m. se pueden tomar de catálogos de generadores normalizados para plantas diesel.

Para generadores de eje vertical con velocidades de rotación entre 125 - 250 r.p.m. catálogos similares no existen, por eso sus dimensiones principales y su masa se obtiene de la información suministrada por el fabricante.

Para determinar las principales medidas y masa del generador de baja velocidad se pueden determinar con fórmulas experimentales (ver figura 17.21). El principal parámetro de un generador es el **diámetro interno** de la ventana del estator Di, (cm), y la **longitud del conductor magnético activo** lt (cm). Estas medidas están en relación según la siguiente expresión: $C = D_i^2 \, l_i \, n_c \, S^{-1}$

Donde: C es la constante de la máquina, para generadores de pequeñas potencias es igual a 20; n_c es la velocidad sincrónica (r.p.m.); S es la potencia del generador dada en KVA.

Se tiende a tomar el mayor diámetro interno posible del estator, ya que permite una solución más económica y se obtiene un momento de inercia mayor. La limitante para no tomar el mayor diámetro posible son los esfuerzos mecánicos que debe soportar el rotor.

La sobrevelocidad permitida para generadores hidráulicos se encuentra entre *(1.60 - 2.2)* n_c, y se determina que debe oscilar para aceros de buena calidad entre 160 - 180 m/seg.

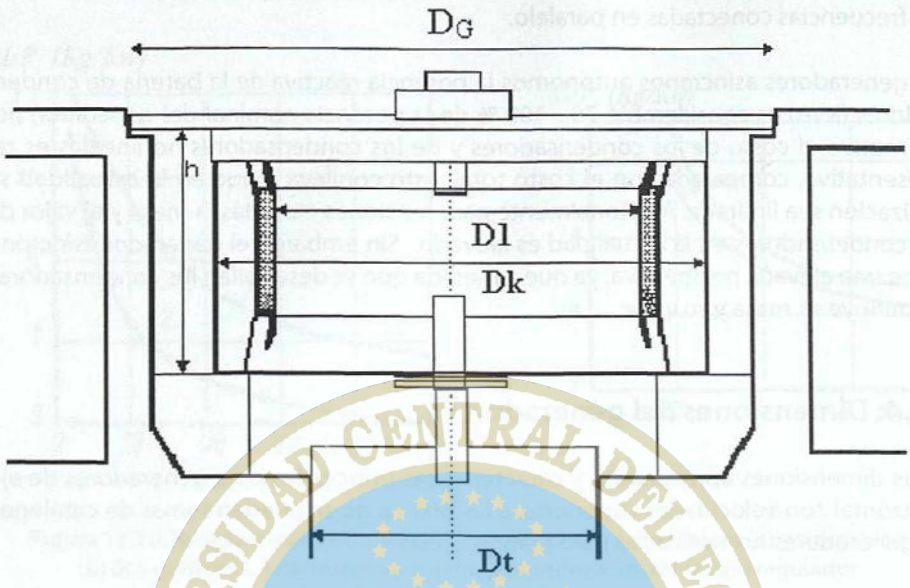


Figura 17.21. Dimensiones del generador.

El diámetro interno del estator es: $D_i = \dfrac{(160 - 180)\ 60}{\pi\ n_c}$

De tal forma de la constante del generador se obtiene l_t y las otras medidas aproximadas según la figura 17.21, son:

$$D_k = 1.1 D_i + 75 cm$$
$$D_i = D_k + 150\ cm$$
$$h = l_t + 100\ cm$$
$$D_T = 1.4\ D_t$$

Donde: D_t es el diámetro para el montaje de la turbina.

El momento de inercia del hidrogenerador aproximado es $GD^2 = 3.2\left(D_i^2 - D_{io}^2\right) l_t$

Donde: D_{io} es el diámetro interno del rotor (metros); para generadores pequeños $D_{io} = Di - 1.7$;
La masa total del hidrogenerador en función de D_i y l_t es de: $G_g = 24 D_i l_i$

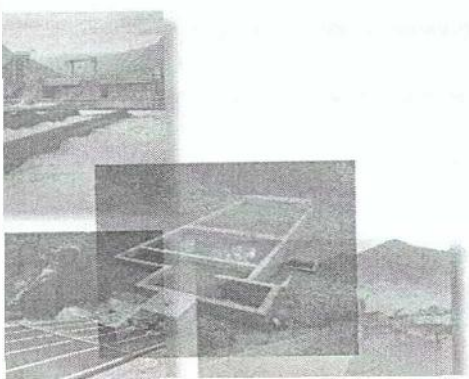
La masa del rotor se puede tomar como la mitad de la masa del hidrogenerador.



Lista de símbolos principales

A, a	Área, cantidad, longitud
B, b	Ancho
C, c	Coeficiente, costo, valor monetario, velocidad
D, d	Diámetro, calado, longitud
E, e	Modulo de elasticidad, espesor
F, f	Fuerza, frecuencia
G, g	Peso, aceleración de la gravedad
GD2	Momento de inercia
H, h	Profundidad, caída, pérdidas de caída.
I, i	Inversión, pendiente, Tasa de interés
j, l	Pendiente
K, k	Constante
L, l	Longitud
M, m	Masa, Momento, Coeficiente, Pendiente transversal o talud
N, n	Fuerza, Cantidad, velocidad
Q, q	Caudal, factor de descuento
P	Presión, Potencia, precipitación, número de pares de polos
R	Radio, radio hidráulico
Re	Número de Reynolds
S	Sección, coeficiente
T, t	Periodo, tiempo
V, v	Volumen, velocidad
w	Sección, área.
x	Perímetro mojado
Y	Altura
z	Altura, desnivel
β,	Ángulo de inclinación
γ	Peso específico, Coeficiente de Razin
ρ	Densidad
υ	Viscosidad
γ	Peso específico, coeficiente
ω	Sección viva
δ, χ, ε, λ, ξ	Coeficiente

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO





Bibliografía

1. ABELLA JIMÉNEZ, Jorge Andrés. *Análisis del trabajo conjunto de una bomba centrifuga trabajando como turbina y una máquina asíncrona trifásica operando como generador monofásico aplicado a micro centrales hidroeléctricas de 5 KW*. Trabajo de Grado Ingeniero Electricista. Cali, Colombia. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 2007.
2. AGUDELO GARZÓN, Efraín. BENAVIDES GUERRERO, Luis Carlos. *Estudio e implementación del generador de inducción autoexcitado y autoregulado con condensadores en serie*. Trabajo de Grado Ingeniero Electricista. Cali, Colombia. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 1998.
3. SÁNCHEZ BOCANEGRA, Alfredo y TREJOS PÉREZ, Diego A. *Construcción de un regulador de tensión para un generador de inducción en regiones aisladas*. Tesis de pregrado Universidad del Valle, 20 de Junio de 1997.
4. Application of Micro-hydropower Technology for Remote Regions By Ghanashyam Ranjitkar, Jinxing Huang and Tony Tung Hydraulic Energy Program, CANMET Energy Technology Centre, Natural Resources Canada.
5. ARIAS, Alberto, CHICANGO, Henry. *Justificación para la modernización de la planta Río Cali 1*, Tesis de Ingeniería, Universidad del Valle, Santiago de Cali, 1996.
6. ARIAS R.D., Quintero J., "Implementación de un prototipo de regulador de tensión para un generador de inducción Autoexcitado", Tesis de maestría en sistemas de generación de energía eléctrica, Universidad del Valle, Cali 1995.
7. ARIAS, R.D., Quintero, J. y QUISPE, E.C., *"Diseño y construcción de un regulador de tensión para un generador de inducción autoexcitado"*, XII Congreso Panamericano de Ingeniería Eléctrica, Panamá, octubre 1995.
8. Associacao Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). *Hidráulica aplicada*. 2001, 619 p. idioma Portugués; ISBN 8588686023; 9788588686021.
9. CHAPALLAZ J. M., GHALI, J. D., EICHENBERGER, P., FISCHER, G. *Manual on motors used as generators*. MHPG Series, v. 10, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Germany, 1990
10. CHAVEZ C, Jorge O. *Estudio de condiciones hidroenergéticas para turbinas sumergibles en el contexto regional*. Universidad del Valle. 1999.
11. MATAIX, Claudio. *Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas*. Harper & Row Publishers Inc. New York, 1970.
12. DERMOT Mc GUIGAN. *Small Scale. Water Power*, Prism Press, England, 1982.
13. Eugen Constantin Isbăşoiu, Diana Maria Bucur, Călin Mihail Ghergu, Georgiana Dunca L. SHAFER, A. AGOSTINELLI, *Hydraulic pump in reverse makes a good*

low-cost hydroturbine, 1981. CEEX 2007 CONFERENCE 96-1 USING STANDARD PUMPS AS TURBINES.

14. F. Chan, Member, IEEE, and L. L. Lai, Senior Member, IEEE. "Single-Phase Operation of a Three-Phase Induction Generator Using a Novel Line Current Injection Method". IEEE Trans. Energy Conversion, VOL. 20, NO. 2, JUNE 2005.
15. FILIPNOB T.A. *Gidroenergetica*, Energoatomizdat, Moscú, 1988 (en ruso).
16. GAUDENCIIO ZOPPETTI JUDEZ, *Centrales Hidroeléctricas*, Gustavo Gili S.A. Barcelona, 1979.
17. GÓNGORA H., y LÓPEZ L E. *Comportamiento de una motobomba trabajando como turbogenerador*. Universidad del Valle. Marzo de 1998. Tesis de pregrado.
18. GTZ. *Manual para planificación y dimensionamiento de obras hidráulicas de una minicentral hidroeléctrica*. PPL. Febrero de 1985.
19. COTERÓN J.L. GONZÁLEZ F.J. GUZMÁN F. *Hidrología e Hidráulica*. Editorial Pueblo y Educación, La Habana, 1983.
20. POPOV D.N. y otros. *Hidromecánica*. Editorial Universidad MGU, Moscú, 2002 (en ruso).
21. HORST FINCK, GERHARD OELERT. *Guía para el cálculo de rentabilidad de proyectos de inversión para el abastecimiento de energía*. GTZ, Eschbart, Alemania, 1985.
22. Idaho National Engineering and Environmental Laboratory. Water Energy Resources of the United States with Emphasis on Low Head/Low Power Resource. Abril 2.004.
23. ILINIJ I.I. *Gidroelectrostancii. Energoatomizdat*, Moscú 1988 (en ruso).
24. INTERMEDIATE TECNOLOGY DEVELOPMENT GROUP. *Manual de mini y microcentrales hidroeléctricas*, Perú, 1995.
25. INVERSIN, A.R., NRECA, Arlington, Micro-hydropower Sourcebook: a practical guide to desing and implementation in developing countries, VA and ITDG Publishing, London, 1986.
26. ION, Boldea , SYED A. Nasar. *The Induction Machines Design Handbook*. CRC press. New York 2001. ISBN 0-8493-0004-5
27. BHATTACHARYA, J. Induction generators in mini and micro hydro applications as a low cost alternative. PhD thesis. University of Auckland, New Zealand, Dep of electrical and electronic enginering , 1988.
28. J. FAIZ A A . DADGARI S. HORNING A. H'E!YLLHONI. *Design of a Three-phase Self-excited Inductor Generator*. IEEE Transactions on Energy Conversion, Vol. 10, No. 3, September 1995. P 516-524.
29. JIMÉNEZ, Jhon, LÓPEZ, Guillermo. *Sistematización del diseño de una Pequeña Central Hidroeléctrica*. Tesis de Ingeniería, Universidad del Valle, Santiago de Cali, 1997.
30. KAPILOB I.P. *Electrisheckie Mashine, Asinjronnie Mashine*, Bishaia Skola, Moscú 1988 (en ruso).
31. KASMAN M.M. *Electrischeskie Mashine*, Bishaia Eskola, Moscú, 1983 (en ruso)
32. KONSTANTINOB OI. M, *Gidrablica*, Bischaia Skola, Moscú, 1988 (en ruso).
33. KRIVCHENKO G. I., BERLIN V.V., MURAVIOB O.A., NATARIUS E.M. *Recomendaciones para la utilización de bombas como turbinas* (en ruso). Moscú. Ed Infoenergo. 1990, 21 p.
34. KRIVSHENKO G. I. *Máquinas hidráulicas*. Editorial Energía, Moscú, 1978 (en ruso).
35. Manual de pequeña hidráulica. European Small Hydropower Association Bruselas.:

Comunidad Europea, 1998, 282 p. htpp://europa.eu.int/en/comm/dg17/dg17home.htm
36. Mecánica de los líquidos y los gases (hidráulica). Editorial Universidad Estatal Politécnica de San Petersburgo. San Petersburgo 2002 (en ruso).
37. REYES AGUIRRE, Miguel. *Máquinas Hidráulicas.* Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A. México 1988.
38. REYES AGUIRRE, Miguel. *Máquinas Hidráulicas.* México D.F. Representaciones y servicios en ingeniería SA de CV. 1998. ISBN – 968-6062-26-2
39. MIJAILOBL.P. Malaia. *Gidroenergetica*, Energoatomizdat, Moscú 1989 (en ruso).
40. N. D. Toropshev. *Generadores asíncronos en sistemas autónomos.* Editorial Znak. Moscu 1998. ISBN 5-87789-025-5.
41. NEBCKII. B.B. KOPASS. L.N. SMIRNOB IO. C. *Gidrablica, Gidrologia y Gidrometria*, Tasnport, Moscú, 1988 (en ruso).
42. NIÑO, Vicentes, DUARTE AGUDELO, José Roberto. *Hidraúlica de tuberías y máquinas hidráulicas.* Universidad Nacional de Colombia /Bogotá, 2004. 160p.; ISBN 9587012720.
43. OLADE. *Guía para la evaluación del impacto ambiental de Centrales Hidroeléctricas.* Quito 1995.
44. Olorunfemi Ojo, "The operation of an inverter assisted single phase induction generator," IEEE Trans. on Industrial Electronics, Vol. 47, No. 3, pp. 632-640, June-2000.
45. P. FRAENKEL, O. PAISH, V. BOKALDERS, A. HARVEY, Micro-hydropower: a guide for development works, A. Brown and R. Edwards, ITDG Publishing, London, 1991.
46. PASHKOV N.N. DOLGASHEV F.M. *Hidráulica y Conceptos de Hidrología.* Energoatomizdat, Moscú, 1993 (en ruso).
47. PASTRANA GOMEZ, A.J., SATIZÁBAL MINOTTA, H.A., "Modelo matemático para el estudio de la regulación de tensión del generador de inducción autoexcitado en estado estable", Tesis de Ingeniería Eléctrica, Universidad del Valle, Cali, 1989.
48. Pavel, Novak, Moffat, A.I.B. Nalluri, C. Narayanan, R. Routledge. Hydraulic structures, 2007, 599 p. : il. ISBN 0419200703; 9780419200703
49. POTES, Mauricio, GARCÉS, Gustavo. *Evaluación Económica de la Construcción de una Pequeña Central Hidroeléctrica*, Tesis de Ingeniería, Universidad del Valle, Santiago de Cali, 1996.
50. Proyecto piloto para la creación de una empresa de energía en zonas no interconectadas de territorio nacional, PROYECTO PILOTO BAHIA SOLANO – CHOCO. Universidad del Valle– Instituto Colombiano de Energía Eléctrica. 1996, 560 p.
51. Proyecto piloto para la creación de una empresa de energía en zonas no interconectadas del territorio nacional, PROYECTO PILOTO GUAPI – CAUCA. Universidad del Valle – Instituto Colombiano de Energía Eléctrica. 1994. 759 p.
52. ORTIZ FLÓREZ, Ramiro. *Modelo de empresa para el servicio de energía eléctrica en zonas no interconectadas. Energía y computación.* Escuela de ingeniería eléctrica y electrónica, Universidad del Valle – 1995.
53. ORTIZ FLÓREZ, Ramiro. *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.* Bogota. Mc Graw Hill. 2001, 357 p.
54. ORTIZ FLÓREZ, Ramiro Ortiz, AVELLA, Jorge. *Máquinas Hidráulicas Reversibles Aplicadas a Micro Centrales Hidroeléctricas.* Ieee Latin America transactions, vol. 6, no. 2, june 2008.

55. RODRÍGUEZ DÍAZ, Héctor Alfonso. *Hidráulica experimental*. Escuela Colombiana de Ingeniería, 2001; 337 p.: ISBN 9588060176.
56. ROMERO CARVAJAL, Gabriel Andrés. *Motor asíncrono monofásico en régimen de generador para microgeneración*. Trabajo de Grado Ingeniero Electricista. Cali, Colombia. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 2008.
57. SÁNCHEZ BOCANEGRA, Alfredo. TREJOS PÉREZ, Diego Alejandro. *Construcción de un regulador de tensión para un generador de inducción en regiones aisladas*. Trabajo de Grado Ingeniero Electricista. Cali, Colombia. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 1997. P 120.
58. SCHABELEB D.C. *Gidorenergetischeskoe y Spamagatelnoe Ovarudobanie Gidroelectrostansii, Energoatomizdat*, Moscú, 1998 (en ruso).
59. BEDER, Sharon. *Energía y Poder*. Fondo Cultura Económica, México 2005. ISBN 968-16-7730-7.
60. SMITH, N., *Motors as Generators for Micro-hydro Power*, ITDG Publising, London, 1994.
61. STEPANOFF, A.J. *Centrifugal and axial flow pumps*. 2. ed. New York: John Wiley and Sons, 1967. 462 p.
62. SVIATOSLAV KROCHIN, *Diseño Hidráulico*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, 1978.
63. ULLOA, Cristian; VELAZCO, Edinson. *Evaluación del Potencial Hidroenergético del Valle del Cauca para potencias entre 500 KW y 100 MW*. Universidad del Valle. 2.008.
64. RADIN V.I. *Máquinas eléctricas asíncronas*. Editorial Vichaia Skola. Moscú 1998. ISBN 5-06-001285-9.
65. Water Energy Resources of the United States. Idaho National Engineering and Environmental Laboratory . Abril 2.004.
66. WILLIANS A. *Pumps as turbines: user´s guide*. 2nd Edition. Inglaterra: ITDG Pub, 2003, 70 p.
67. BUITRAGO, Yobany y CALVO, Carlos Arlex. *Generador asíncrono monofásico*. Tesis de pregrado Univalle, 2002.
68. ZULCY DE SOUZA. *Centrais Hidreléctricas, Dimensionamento de Componentes*. DME/IEM/EFEI. 1990
69. 112 IEEE Standard Test Procedure for Polyphase Induction Motors and Generators. IEEE Std 112™-2004. (Revision of IEEE Std 112-1996).

ESTE LIBRO ES PROPIEDAD DEL SIB-UCE
SU VENTA ES PENADA POR LA LEY

SIB - UCE

FECHA DE DEVOLUCIÓN		

AL
CUADOR

N

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
OMNIUM POTENTIOR EST SAPIENTIA
FUNDADA EN 1620
QUITO

ESTE LIBRO ES PROPIEDAD DEL SIB-UCE
SU VENTA ES PENADA POR LA LEY

Al revisar la historia, la energía eléctrica a partir su aplicación comercial ha sido un factor determinante para la economía y el desarrollo social; que si bien inicialmente fueron hidráulicas de baja potencia con generadores de corriente continua; posteriormente se logró aumentar la potencia y capacidad de transmisión al utilizar generadores de corriente alterna. Este tipo de generación con pequeñas centrales hidroeléctricas PCH´s primó hasta mediados de la primera mitad del siglo XX. No obstante, con el fin de aunar esfuerzos se tomó la decisión de sustituir las PCH´s por grandes proyectos e interconectarlos para crear un sistema energético nacional. Sin embargo, el monopolio del Estado dio lugar a ineficiencias técnicas y económicas, que en conjunto con el endeudamiento, colocaron las finanzas del sector eléctrico en condiciones precarias, por esta razón el Estado dejó de ser el monopolio, para ser el ente regulador del servicio de energía eléctrica; escenario en el cual la generación con PCH´s, es importante frente a la generación con combustibles fósiles.

Dada la importancia que se requiere al decidir la construcción de una P.C.H. se necesita de un apoyo escrito, que permita realizar el dimensionamiento de una Pequeña Central Hidroeléctrica con criterio técnico y económico. Por tal motivo se presenta en este libro la información necesaria para el dimensionamiento de una PCH, partiendo de unos conocimientos básicos de hidráulica, mecánica y de máquinas eléctricas; complementados con aplicaciones SIG para evaluación de recursos hidroenergéticos y el uso de máquinas reversibles.

- **Conozca los estudios previos de una PCH.**
- **Identifique las obras civiles y el equipo electromecánico de una PCH.**
- **Aplique estos conceptos para el dimensionamiento de una PCH.**
- **Ejemplos prácticos relacionados con estudios, dimensionamiento de obras hidraúlicas y selección de equipo electromecánico.**



Ramiro **Ortiz** Flórez

PhD en Evaluación de Recursos Hidroenergéticos del Instituto Energético de Moscú, Magister en Centrales Eléctricas y Subestaciones, profesor de la Escuela de Ingeniería Eléctrica y Electrónica de la Universidad del Valle, Cali - Colombia.

Autor del libro *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*, Ed MacGraw Hill - 2002, galardonado con el Premio "Diodoro Sanchez – 2002" otorgado por la Sociedad Colombiana de Ingeniería e *Hidráulica*, Ediciones de la U, 2

ediciones de la U
conocimiento a su alcance
www.edicionesdelau.com

E-learning en:
www.aprendizajeenlinea.com
Contenidos libres en:
www.edicionesdelau.com

85989